

การศึกษากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่เปลี่ยนแปลงไป  
เนื่องจากการปรับปรุงด้วยเทคนิค HVDM  
STUDY OF SHEAR STRENGTH DEVELOPED IN SOIL BY HVDM  
TECHNIQUE OF SOFT BANKOK CLAY

ชนิษฐา ชะอุมเกต  
ณัฐพล ถาวะโร  
ธนัช เหล่าบุญชัย

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาดตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต  
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง  
ปีการศึกษา 2557

การศึกษากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่เปลี่ยนแปลงไป  
เนื่องจากการปรับปรุงด้วยเทคนิค HVDM

STUDY OF SHEAR STRENGTH DEVELOPED IN SOIL BY HVDM  
TECHNIQUE OF SOFT BANKOK CLAY

ชนิษฐา ชะอุ่มเกต

ณัฐพล ถาวะโร

ธนัช เหล่าบุญชัย

ปริญญานิพนธ์นี้เป็นส่วนหนึ่งของการศึกษาตามหลักสูตรปริญญาวิศวกรรมศาสตรบัณฑิต  
ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง  
ปีการศึกษา 2557

STUDY OF SHEAR STRENGTH DEVELOPED IN SOIL BY HVDM TECHNIQUE OF  
SOFT BANKOK CLAY

KHANITTA CHAAUMKET

NUTTHAPON THAWARO

THANUT LAONONCHAI

A SPACIAL PROJECT SUBMITTED PARTIAL FULFILLMENT OF THE  
REQUIREMENTS FOR THE DEGREE OF BECHELOR OF CIVIL ENGINEERING  
DEPARTMENT OF CIVIL ENGINEERING, FACULTY OF ENGINEERING  
KING MONGKUT'S INSTITUTE OF TECHNOLOGY LADKRABANG

2014

ภาควิชาวิศวกรรมโยธา คณะวิศวกรรมศาสตร์  
สถาบันเทคโนโลยีพระจอมเกล้าเจ้าคุณทหารลาดกระบัง  
ใบรับรองโครงการพิเศษ

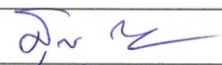
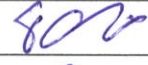
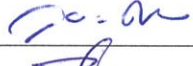

หัวข้อโครงการพิเศษ ศึกษากำลังรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่เปลี่ยนแปลงไป  
เนื่องจากการปรับปรุงด้วยเทคนิค HVDM

นักศึกษา นางสาวชนิษฐา ชะอุ่มเกต รหัสนักศึกษา 54010140  
นายณัฐพล ถาวะโร รหัสนักศึกษา 54010431  
นายธนัช เหล่าบุญชัย รหัสนักศึกษา 54010572

อาจารย์ที่ปรึกษา รศ. สุพจน์ ศรีนิล

หลักสูตร วิศวกรรมศาสตรบัณฑิต ภาควิชาวิศวกรรมโยธา

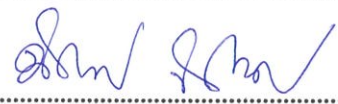
ปีการศึกษา 2557

คณะกรรมการสอบหัวข้อโครงการพิเศษ	ลายมือชื่อ
รศ.สุพจน์ ศรีนิล	
ผศ.ดร.ธนาตล คงสมบูรณ์	
อาจารย์ อุบะ ศิริแก้ว	
ผศ.สมเกียรติ ขวัญฤกษ์	

วัน/เดือน/ปี ที่สอบ 24 เมษายน 2558 เวลาสอบ 09.00น. - 12.00น

สถานที่สอบ. CV - 303

ภาควิชาวิศวกรรมโยธารับรองแล้ว



(ผศ.ดร.นันทวัฒน์ จรัสโรจน์ธนเดช)

ประธานภาควิชาวิศวกรรมโยธา

วันที่ 20 เดือน กรกฎาคม พ.ศ.2558

25 มค.

## ระบบแนะนำหอสุมุดกลางบนเว็บ

นางสาวชนิษฐา	ชะอุ่มเกต	รหัสนักศึกษา 54010140
นายณัฐพล	ถาวะโร	รหัสนักศึกษา 54010431
นายธนัช	เหล่านุญชัย	รหัสนักศึกษา 54010572
รศ. สุพจน์	ศรีนิล	อาจารย์ที่ปรึกษา
ปีการศึกษา 2557		

### บทคัดย่อ

ในการก่อสร้างบนพื้นที่ดินเหนียวอ่อนนั้น ควรจะต้องมีการปรับปรุงคุณภาพดินก่อน เพื่อเพิ่มกำลังแบกทานของดินและลดการทรุดตัวของดินเมื่อน้ำหนักกดทับ การปรับปรุงคุณภาพดินนั้นมีหลายวิธี โดยการศึกษาครั้งนี้จึงได้นำวิธีการปรับปรุงคุณภาพดินแบบเทคนิค HVDM (High Vacuum Densification Method) หรือวิธีการใช้ระบบสุญญากาศร่วมกับการบดอัดแบบไดนามิก ซึ่งประกอบด้วยเทคนิคย่อย 3 ส่วนได้แก่ 1.การใช้แถบระบายน้ำในแนวตั้ง 2.ระบบสุญญากาศ และ 3.การทุบอัดแบบไดนามิก ในการทดลองจะทำในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ของสนามบินสุวรรณภูมิ แปลงทดลองจะมีขนาด 1.5x3 เมตร พลังงานในการทุบอัดนั้นจะใช้ที่ 33 ตัน/เมตร โดยก่อนและหลังการทดลองจะทำการเก็บตัวอย่างดินทุกๆ 1 เมตร ที่ความลึก 1 ถึง 10 เมตร ผลการทดลองจากห้องทดลองพบว่า ตัวอย่างดินที่ได้จากหลังการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิค HVDM กำลังรับแรงเฉือนของดินมีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นในช่วงผิวดินถึงความลึกที่ 6 เมตร เมื่อเทียบกับตัวอย่างดินก่อนการทดลอง และค่าดัชนีของการกดอัด (Compression Index,  $C_c$ ) หลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิค HVDM แล้วมีแนวโน้มลดลง เมื่อเทียบกับตัวอย่างดินก่อนการปรับปรุง

## Central Library Introduction System on Web

MS.KHANITTA	CHAAUMKET	ID 54010140
MR.NUTTAPON	THAWARO	ID 54010431
MR.THANUT	LAONONCHAI	ID 54010572
ASSOCIATE PROFESSER SUPOJ SRININ ADVISOR		

### ABSTRACT

Building on the soft clay's area should have developed for increase the soil strength and decrease soil settlement. Belong loading. The soil improvement are many way to develop. So this thesis is going along to developed by HVDM Technique (HIGH VACUUM DENSIFICATION METHOD) that analyze of three part as 1.Useing vertical draining. 2.Vacuum system and 3.Dynamic compaction. That experiment is on Bangkok soft clay at Suvanabhume Airport. As field is around 1.5\*3 meter as power in compaction is 33 T/meter. So before and after improvement keep the soil example every 1 meter and along 1 to 10 meter of dept. The result of lab experiment see that soil after development by HVDM Technique is increase of shear strength tendency in dept. of 6 meter. When compare before and after developed. And compression Index (Cc) after HVDM technique is decrease.

## กิตติกรรมประกาศ

โครงการพิเศษนี้สามารถสำเร็จลุล่วงได้นั้น มิได้เกิดจากคณะผู้จัดทำโครงการพิเศษเพียงเท่านั้น จึงใคร่ขอกราบขอบพระคุณบุคคลที่มีส่วน ทำให้โครงการพิเศษนี้บรรลุผลสำเร็จด้วยดี ดังนี้

อาจารย์ที่ปรึกษา รศ.สุพจน์ ศรีนิล ที่ให้คำแนะนำ ซึ่งกลุ่มของข้าพเจ้าได้นำไปปรับปรุงแก้ไข และเพิ่มเติมเนื้อหาในส่วนที่ขาดไปให้มีความสมบูรณ์ถูกต้องยิ่งขึ้น

คณาจารย์ภาควิชาวิศวกรรมโยธาทุกท่าน ที่ท่านได้มอบความรู้และถ่ายทอดประสบการณ์ พร้อมทั้งให้คำแนะนำ ข้อเสนอแนะต่างๆที่เป็นผลให้โครงการพิเศษนี้สำเร็จลุล่วงไปด้วยดี

ผู้อำนวยการการทำอากาศยานสุวรรณภูมิและคณะเจ้าหน้าที่ ที่ให้ความอนุเคราะห์ในการเข้าใช้พื้นที่เพื่อการทดลอง ตลอดจนอำนวยความสะดวกในระหว่างทำการทดลอง

นายหฤทัสภ์ พ้อบาล ที่ปรึกษาโครงการพิเศษที่ให้คำปรึกษา คำแนะนำต่างๆที่เป็นประโยชน์ต่อการทำโครงการพิเศษในครั้งนี้ และเพื่อนที่ร่วมกันทำงานครั้งนี้จนประสบผลสำเร็จ

บุคลากรที่ให้การเลี้ยงดูอย่างดี และสนับสนุนในทุกๆด้าน พร้อมกับให้กำลังใจในการทำงานครั้งนี้เป็นอย่างดี

ประโยชน์อันใดที่ได้เกิดจากโครงการพิเศษในครั้งนี้ กลุ่มผู้จัดทำโครงการพิเศษขอมอบให้ท่านทั้งหลายอันเป็นที่รัก กลุ่มผู้จัดทำรู้สึกซาบซึ้งและขอขอบพระคุณเป็นอย่างสูงไว้ ณ โอกาสนี้

ชนิษฐา ชะอุ่มเกต

ณัฐพล ถาวะโร

ธนัช เหล่าบุญชัย

# สารบัญ

	หน้า
บทคัดย่อภาษาไทย	I
บทคัดย่อภาษาอังกฤษ	II
กิตติกรรมประกาศ	III
สารบัญ	IV
สารบัญตาราง	VII
สารบัญรูป	VIII
บทที่ 1 บทนำ	
1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา	1
1.2 วัตถุประสงค์ของโครงการพิเศษ	1
1.3 ขอบเขตของโครงการพิเศษ	2
1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน	2
1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ	2
บทที่ 2 วรรณกรรมปริทัศน์	
2.1 บทนำ	3
2.2 กำลังรับแรงเฉือนของดิน	3
2.2.1 แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดิน	3
2.3 หลักการทำงานของเทคนิค HVDM	7
2.4 การทดสอบ UNCONFINED COMPRESSION	11
2.4.1 สภาพดินตัวอย่างไม่มีการอัดตัวคายนํ้าและไม่มีการระบายนํ้า	11
2.4.2 ขอบข่ายการทดลองแรงอัดแกนเดียว	13
2.4.3 ขั้นตอนการทดลองแรงอัดแกนเดียว	14
2.4.4 การคำนวณที่ได้จากผลการทดลองแรงอัดแกนเดียว	16
2.5 ทฤษฎีการบดอัด ( DYNAMIC COMPACTIONS )	18
2.5.1 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Proctor (1930)	18
2.5.2 ทฤษฎีการบดอัดดินของHogentogler(1936)	20
2.5.3 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Lambe (1985)	22

## สารบัญ ( ต่อ )

	หน้า
2.5.4 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Hilf (1956)	23
2.5.5 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Buchanan (1942)	24
2.5.อิทธิพลความลึกและพลังงานเนื่องจากการบดอัด	25
2.6 CONSOLIDATION	26
2.6.1 ทฤษฎีการยุบอัดตัวของดิน	27
2.6.2 ข้อสมมติฐานของทฤษฎีการยุบอัดตัวของดิน	28
2.6.3 วิเคราะห์การทรุดตัวของดิน	28
2.7 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด ( VANE SHERÉ TEST )	32
<b>บทที่ 3 วิธีการดำเนินงาน</b>	<b>34</b>
3.1 ผังการดำเนินงานวิจัย	34
3.2 แนวคิดในการออกแบบ	35
3.2.1 ตุ่มน้ำหนัก	36
3.2.2 ท่อระบายน้ำในแนวตั้ง	36
3.2.3 บ่อสังเกตระดับน้ำ	38
3.2.4 เครื่องสูบน้ำสุญญากาศ	39
3.3 การติดตั้งอุปกรณ์ในแปลงการทดลอง	41
3.4 วิธีการทดลอง	42
3.4.1 วิธีการทดลองที่แปลงการทดลอง	42
3.4.2 วิธีการนำตัวอย่างดินไปทดสอบที่ห้องปฏิบัติการ	47
<b>บทที่ 4 ผลการทดลอง</b>	<b>51</b>
4.1 กล่าวนำ	51
4.2 คุณสมบัติของดิน	51
4.2.1 ปริมาณน้ำในดิน(Water Content)	53
4.2.2 พิกัดของอัลเตนเบิร์ก(Altenburg's Limit)	54
4.2.3 หน่วยน้ำหนักดิน(Total Unit Weight)	55
4.2.4 ความถ่วงจำเพาะของดิน(Specific Gravity)	57
4.2.5 กำลังรับแรงเฉือนด้วยเครื่องทดสอบแรงเฉือนแบบพกพา	

## สารบัญ ( ต่อ )

	หน้า
(Pocket Vane Shear Test)	57
4.2.6 กำลังรับแรงเฉือน(Unconfined Compressive Strength)	58
4.2.7 การบีบตัวคายน้ำของดิน(Consolidation Test)	59
4.2.8 จำแนกขนาดเม็ดดิน(Classification.with.Hydrometer.Test)	68
4.3 ค่าระดับผิวดิน	68
4.4 ค่าระดับน้ำใต้ดิน	70
4.4.1 ค่าระดับน้ำบริเวณแปลงDynamicCompaction	70
4.4.2 ค่าระดับน้ำบริเวณแปลง HVDM	74
4.4.3 ค่าระดับน้ำบริเวณแปลงตุดน้ำเฉพาะชั้นความลึก	83
บทที่ 5 สรุปและข้อเสนอแนะ	87
5.1 สรุปผลการทดลอง	87
5.2 ปัญหาและอุปสรรคในการทำงาน	87
5.3 ข้อเสนอแนะ	87
บรรณานุกรม	88
ภาคผนวก	89

# สารบัญตาราง

ตาราง	หน้า
2.1 ค่าของมุมเสียดทาน ( $\phi$ ) สำหรับดินที่ไม่มีแรงเหนี่ยวนำ	6
3.1 คุณสมบัติของเครื่องสูบน้ำสุญญากาศที่ใช้ในการทดลอง	38
3.2 คุณสมบัติของเครื่องสูบน้ำสุญญากาศที่ใช้ในการทดลอง	41
4.1 ค่าปริมาณน้ำในดินที่เปลี่ยนแปลง	52
4.2 ค่าพิกัดของอัลเตเบอร์ก (Altenburg's Limit)	53
4.3 ค่าหน่วยน้ำหนักดินที่เปลี่ยนแปลง	54
4.4 ค่าความถ่วงจำเพาะของดิน	56
4.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนด้วยเครื่องทดสอบแรงเฉือนแบบพกพาที่เปลี่ยนแปลง	56
4.6 ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Unconfined ที่เปลี่ยนแปลง	57
4.7 ตารางค่า $C_v$ และ $t_{90}$	59
4.8 ค่าดัชนีของการกดอัด (Compression Index, $C_c$ )	65
4.9 ระดับน้ำในท่อ Pezometer ณ ตำแหน่งต่างๆ ที่จำนวนการทุบ 20 ครั้ง	70
4.10 ระดับน้ำในท่อ Pezometer ณ ตำแหน่งต่างๆ ที่จำนวนการทุบ 30 ครั้ง	71
4.11 ระดับน้ำในท่อ Pezometer ณ ตำแหน่งต่างๆ ที่จำนวนการทุบ 40 ครั้ง	72
4.12 ระดับน้ำในท่อสังเกต และ Pezometer ณ ตำแหน่งต่างๆ ในรอบที่ 1	74
4.13 ระดับน้ำในท่อสังเกต และ Pezometer ณ ตำแหน่งต่างๆ ในรอบที่ 2	77
4.14 ระดับน้ำในท่อสังเกต และ Pezometer ณ ตำแหน่งต่างๆ ในรอบที่ 3	80
4.15 ระดับน้ำในท่อสังเกต และ Pezometer เมื่อสูบน้ำออกจาก Pezometer ตำแหน่ง A	84
4.16 ระดับน้ำในท่อสังเกต และ Pezometer เมื่อสูบน้ำออกจาก Pezometer ตำแหน่ง B	85
4.17 ระดับน้ำในท่อสังเกต และ Pezometer เมื่อสูบน้ำออกจาก Pezometer ตำแหน่ง C	86

# สารบัญรูป

รูป	หน้า
2.1 ผลการทดสอบตัวอย่างดินแห้ง โดยวิธีแรงเฉือนโดยตรง	4
2.2 สมการ โมร์-คูลอมป์	5
2.3 แสดงพฤติกรรมกรรมการเกิดแรงในดิน	6
2.4 หลักการทำงานของเทคนิค HVDM	8
2.5 ผังระบบการทำงานของเทคนิค HVDM (Liang and Xu. 2010), [1]	10
2.6 แนวโน้มของความดันน้ำในดินที่เปลี่ยนแปลงไป ในการปรับปรุงคุณภาพดินของโครงการก่อสร้างท่าเรือชิงโบ ด้วยเทคนิค HVDM (Liang and Xu. 2012), [1]	11
2.7 แสดงสถานะ Stress โดย Mohr's Circle	12
2.8 แสดงลักษณะของดินเหนียวเมื่อรับแรงกด	14
2.9 การบดอัดดินแบบ Dynamic Compaction	18
2.10 ลักษณะทั่วไปของเส้นการบดอัดดิน (Typical Compaction Curve)	19
2.11 ผลของแรงตึงผิวที่ทำให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวปรากฏ (Apparent Cohesion) ในดินเม็ดหยาบ	20
2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้น นำเสนอโดย Hogentogler	21
2.13 ผลกระทบของการบดอัดดินที่มีต่อโครงสร้างดิน	23
2.14 ผลของการบดอัดดิน นำเสนอโดย Hilf	24
2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้น นำเสนอโดย Buchanan	25
2.16 การเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างการยุบอัดตัวของดิน	28
2.17 หน่วยแรงดันสถิตของน้ำในชั้นดินเหนียวเมื่อน้ำหนักของฐานรากกระทำเป็นครั้งแรก	29
2.18 หน่วยแรงดันสถิตของน้ำในชั้นดินเหนียวภายใต้การเกิด Consolidation 100%	30
2.19 The Log Time Method	30
2.20 เส้นสัมพันธ์ระหว่าง $e - \log P$	31
2.21 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด	31
2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าปรับแก้กำลังที่ได้จากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัดและดัชนีสภาพพลาสติก	32
3.1 แผนผังการดำเนินงานวิจัย	33
3.2 ผังการปรับปรุงดินด้วยวิธี HVDM	34
3.3 รถปั้นจั่นพร้อมตุ้มน้ำหนัก	35
3.4 ท่อระบายน้ำในแนวตั้ง	36

## สารบัญญรูป (ต่อ)

รูป	หน้า	
3.5	ผ้าใยสังเคราะห์	36
3.6	บ่อสังเกตระดับน้ำ	37
3.7	เครื่องมือวัดรับน้ำพร้อมเทปวัดระยะ ( Water Level Meter)	37
3.8	เครื่องสูบน้ำสุญญากาศ รุ่น VK – 120 Single – Stage Liquid Ring Vacuum Pump	38
3.9	ถังความดัน	39
3.10	การต่อเครื่องสูบน้ำสุญญากาศเข้ากับถังความดัน	39
3.11	แปลนการติดตั้งอุปกรณ์ในการทดลอง	40
3.12	ผังขั้นตอนการทดลอง	41
3.13	การเก็บตัวอย่างดินแบบไม่ถูกรบกวน ( Undisturbed Soil Sampling)	42
3.14	นำดินที่เก็บตัวอย่างมาทดสอบกำลังรับแรงเฉือน	42
3.15	นำดินที่เก็บตัวอย่างมาทดสอบหาปริมาณน้ำในดิน ( Water Content)	43
3.16	การเก็บค่าระดับบริเวณปากท่อระบายน้ำในแนวตั้ง	43
3.17	กระบวนการดูน้ำด้วยระบบสุญญากาศ	44
3.18	กระบวนการทุบตอัดแบบไดนามิค	45
3.19	การเก็บระดับปากท่อหลังกระบวนการทุบตอัดแบบไดนามิค	45
3.20	การหาปริมาณน้ำในมวลดิน ( Water content)	46
3.21	การทดลองหาหน่วยน้ำหนักของดิน	47
3.22	การทดสอบหาความถ่วงจำเพาะของดิน	47
3.23	การทดสอบหาลังรับแรงเฉือนของดิน	48
3.24	การทดสอบหาค่าการทรุดตัวของดิน	48
3.25	การทดสอบหาขนาดของเม็ดดิน	49
4.1	ผังแสดงการติดตั้งอุปกรณ์ที่สนามทดลอง	51
4.2	ปริมาณความชื้นในดินที่เปลี่ยนแปลง	52
4.3	ค่าพิกิตของอัลเตนเบิร์ก (Altenburg's Limit)	54
4.4	ค่าหน่วยน้ำหนักดินที่เปลี่ยนแปลง	55
4.5	ค่ากำลังรับแรงเฉือนด้วยเครื่องทดสอบแรงเฉือนแบบพวกพาที่เปลี่ยนแปลง	57
4.6	ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เปลี่ยนแปลง	58
4.7	ผลการทดลอง CONSOLIDATION ก่อนการทดลองที่ความลึก 2.00 เมตรจากผิวดิน	59

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูป	หน้า
4.8 ผลการทดลอง CONSOLIDATION ก่อนการทดลองที่ความลึก 4.00 เมตรจากผิวดิน	60
4.9 ผลการทดลอง CONSOLIDATION ก่อนการทดลองที่ความลึก 6.00 เมตรจากผิวดิน	60
4.10 ผลการทดลอง CONSOLIDATION ก่อนการทดลองที่ความลึก 8.00 เมตรจากผิวดิน	61
4.11 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง Dynamic Compaction ที่ความลึก 2.00 เมตรจากผิวดิน	61
4.12 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง Dynamic Compaction ที่ความลึก 4.00 เมตรจากผิวดิน	62
4.13 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง Dynamic Compaction ที่ความลึก 6.00 เมตรจากผิวดิน	62
4.14 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง Dynamic Compaction ที่ความลึก 8.00 เมตรจากผิวดิน	63
4.15 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง HVDM ที่ความลึก 2.00 เมตรจากผิวดิน	63
4.16 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง HVDM ที่ความลึก 4.00 เมตรจากผิวดิน	64
4.17 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง HVDM ที่ความลึก 6.00 เมตรจากผิวดิน	64
4.18 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง HVDM ที่ความลึก 8.00 เมตรจากผิวดิน	65
4.19 ค่าดัชนีของการกดอัด (Compression Index, C <sub>c</sub> )	66
4.20 แสดงขนาดของเม็ดดิน	67
4.21 การพังทลายและการเคลื่อนที่ของหน้าดินหลังทำการทุบอัดดินบริเวณสนามทดลอง Dynamic Compaction รอบที่1	68
4.22 การพังทลายและการเคลื่อนที่ของหน้าดินหลังทำการทุบอัดดินบริเวณสนามทดลอง Dynamic Compaction รอบที่2	68
4.23 การพังทลายและการเคลื่อนที่ของหน้าดินหลังทำการทุบอัดดินบริเวณสนามทดลอง HVDM	69
4.24 แผนผังการติดตั้ง Piezometer ของแปลงการทดสอบ Dynamic Compaction	69
4.25 ค่าระดับน้ำในท่อ Piezometer ณ ตำแหน่งคคความลึกต่างๆหลังจากทำการทดสอบด้วยเทคนิค Dynamic Compaction โดยปล่อยตุ้มน้ำหนักอย่างอิสระ 20 ครั้ง	70
4.26 ค่าระดับน้ำในท่อ Piezometer ณ ตำแหน่งคคความลึกต่างๆหลังจากทำการทดสอบด้วยเทคนิค Dynamic Compaction โดยปล่อยตุ้มน้ำหนักอย่างอิสระ 30 ครั้ง	71

## สารบัญรูป (ต่อ)

รูป	หน้า
4.27 ค่าระดับน้ำในท่อ Piezometer ณ ตำแหน่งคคความลึกต่างๆหลังจากทำการทดสอบด้วยเทคนิค Dynamic Compaction โดยปล่อยตุ้มน้ำหนักอย่างอิสระ 20 ครั้ง	72
4.28 แผนผังการติดตั้งอุปกรณ์ของการทดสอบ HVDM	73
4.29 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line y-y ในรอบที่ 1	75
4.30 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line z-z ในรอบที่ 1	76
4.31 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line x-x ในรอบที่ 1	76
4.32 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line y-y ในรอบที่ 2	78
4.33 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line z-z ในรอบที่ 2	78
4.34 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line x-x ในรอบที่ 2	79
4.35 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line y-y ในรอบที่ 3	81
4.36 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line z-z ในรอบที่ 3	81
4.37 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line x-x ในรอบที่ 3	82
4.38 แผนผังแปลงบริเวณแปลงดูตุน้ำเฉพาะชั้นความลึก	83
4.39 ค่าระดับน้ำในท่อสังเกต และPiezometer ที่ท่อ A	84
4.40 ค่าระดับน้ำในท่อสังเกต และPiezometer ที่ท่อ B	85
4.41 ค่าระดับน้ำในท่อสังเกต และPiezometer ที่ท่อ C	86

# บทที่ 1

## บทนำ

### 1.1 ความสำคัญและที่มาของปัญหา

การปรับปรุงดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยระบบสุญญากาศ (High Vacuum Densification Method : HVDM) เป็นเทคนิคที่ช่วยให้ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพเกิดความหนาแน่นเพิ่มมากขึ้น ด้วยระบบสุญญากาศและการทุบอัด เพื่อเร่งให้น้ำระบายออกจากมวลดิน ในการปรับปรุงดินด้วยเทคนิคดังกล่าวส่งผลให้คุณสมบัติด้านกำลังรับแรงเฉือนของดินมีการเปลี่ยนแปลงไป (Liang and Xu.2010 and Mostafa.2010), [1] จากการตั้งสมมุติฐาน เมื่อดินได้รับการปรับปรุงคุณภาพด้วยเทคนิคดังกล่าว ทำให้ปริมาณน้ำในมวลดินลดลง ส่งผลให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนในดินเหนียวอ่อนควรจะเพิ่มมากขึ้น เช่นเดียวกับกำลังรับน้ำหนักแบกทานในดินเหนียวก็ควรจะมีค่าเพิ่มมากขึ้นด้วยเช่นกัน เมื่อคุณสมบัติดังกล่าวมีค่าเพิ่มมากขึ้นทำให้ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพแล้วเหมาะสมสำหรับสร้างสิ่งปลูกสร้างเพื่อลดปัญหาการทรุดตัวของโครงสร้าง

งานวิจัยในครั้งนี้จึงมุ่งเน้นการศึกษาเกี่ยวกับค่าแรงเฉือนในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพที่เปลี่ยนแปลงไปหลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยระบบสุญญากาศ โดยจะเปรียบเทียบค่าแรงเฉือนและอัตราการทรุดตัวของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพที่ได้จากการปรับปรุงดินด้วยระบบสุญญากาศกับการปรับปรุงดินด้วยเทคนิคการทุบอัด (Dynamic Compactions) ซึ่งงานวิจัยในครั้งนี้จะเป็นแนวทางพิจารณาถึงความเหมาะสมของวิธีการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยระบบสุญญากาศ (HVDM) ว่าจะส่งผลต่อคุณสมบัติการรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อนกรุงเทพอย่างไร และมีผลการทดลองที่ได้รับมีความแตกต่างกับวิธีการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิคการทุบอัดมากน้อยเพียงใด

### 1.2 วัตถุประสงค์ของการศึกษา

1. เพื่อศึกษาว่าวิธีการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพด้วยเทคนิค HVDM จะทำให้ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินมีแนวโน้มเปลี่ยนแปลงไปอย่างไร
2. เพื่อศึกษาอัตราการทรุดตัวของดิน เมื่อปรับปรุงคุณภาพด้วยเทคนิค HVDM

### 1.3 ขอบเขตของการศึกษา

ในการศึกษาครั้งนี้จะทำการทดลองหาแนวโน้มในการรับแรงเฉือนและการทรุดตัวของดินโดยดินที่ใช้ในการทดลองเป็นดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ (Bangkok soft clay) บริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ ซึ่งมีขนาดแปลงทดลอง 1.5×3.0 ตารางเมตร และมีความลึก 6 เมตรจากระดับดินเดิม โดยนำตัวอย่างดินจากสนามมาทดสอบคุณสมบัติทางกายภาพโดยการทดลอง Unconfined Compression Test และ Consolidation Test

### 1.4 ขั้นตอนการดำเนินงาน

1. หาข้อมูลศึกษาหลักการทำงานของเทคนิค HVDM และทฤษฎีที่เกี่ยวข้อง
2. ศึกษาข้อมูลคุณสมบัติการรับแรงเฉือนของดินเหนียวอ่อน
3. วางแผนออกแบบการทดลอง
4. จัดเตรียมวัสดุ – อุปกรณ์ เพื่อทำการทดลอง
5. เก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ก่อนทำการทดลอง
6. นำตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ไปทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือน
7. เก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ระหว่างและหลังทำการทดลอง
8. นำตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ ไปทดสอบค่ากำลังรับแรงเฉือน
9. รวบรวมผลการทดลองในห้องปฏิบัติการ
10. นำผลการทดลองมาวิเคราะห์และสรุปผล
11. จัดทำรูปเล่มโครงการพิเศษ

### 1.5 ประโยชน์ที่คาดว่าจะได้รับ

1. สามารถทราบถึงค่ากำลังรับแรงเฉือนว่าจะเปลี่ยนแปลงอย่างไรเมื่อดินได้รับการปรับปรุงคุณภาพด้วยเทคนิค HVDM
2. สามารถทราบถึงอัตราการทรุดตัวของดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพด้วยเทคนิค HVDM
3. สามารถนำข้อมูลค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการปรับปรุงดินด้วยเทคนิค HVDM ไปเปรียบเทียบกับค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิคการทุบอัด (Dynamic Compactions )

## บทที่ 2

# วรรณกรรมปริทัศน์

### 2.1 บทนำ

กำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน เป็นความสามารถในการรับแรงเฉือนของมวลดิน ซึ่งแตกต่างจากเหล็กหรือคอนกรีต ที่จะพิจารณาจากแรงดึงและแรงอัดเป็นสำคัญ โดยที่แรงเฉือนก่อนและหลังการปรับปรุงดิน จะมีการเปลี่ยนแปลงขึ้น ทำให้กลุ่มของข้าพเจ้าต้องศึกษาแรงเฉือนที่เปลี่ยนไปในดิน เพื่อศึกษาแนวทางในการเปลี่ยนแปลงและนำไปเปรียบเทียบกับทฤษฎีการบดอัดดิน

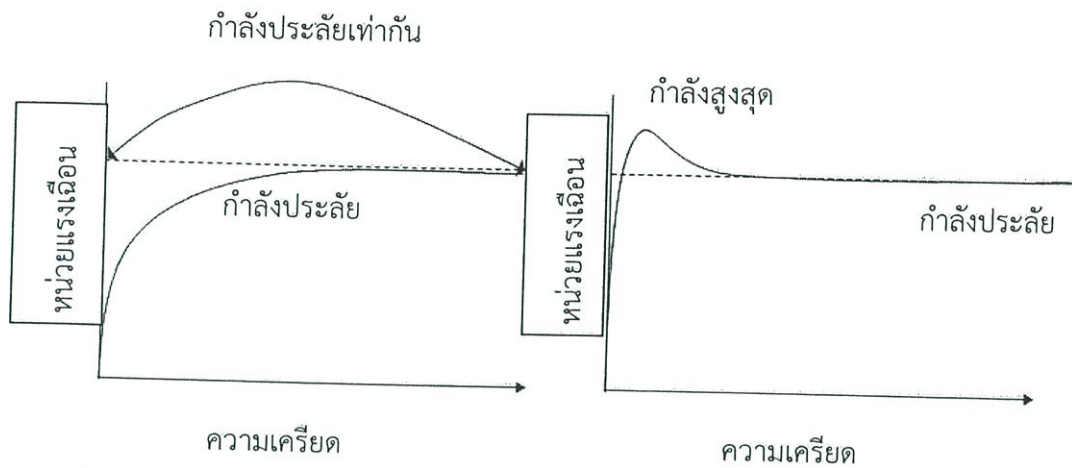
### 2.2 กำลังรับแรงเฉือนของดิน

กำลังความต้านทานแรงเฉือนโดยกำลังของดินคือ ความสามารถของดินในการต้านทานต่อแรงเฉือนขึ้นอยู่กับองค์ประกอบที่สำคัญ 2 ประการคือ แรงเสียดทานภายในระหว่างเม็ดดิน และแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดิน

สำหรับเม็ดดินชนิดที่ไม่มีความเชื่อมแน่น เช่น กรวด ทราย ค่ากำลังต้านทานต่อแรงเฉือนของดินจะขึ้นอยู่กับแรงเสียดทานภายในระหว่างเม็ดดินเป็นส่วนใหญ่ ซึ่งจะเปลี่ยนไปตามน้ำหนักที่กดกระทำตั้งฉากกับระนาบแรงเฉือน

สำหรับดินชนิดที่มีความเชื่อมแน่น เช่น ดินเหนียว ค่ากำลังต้านทานต่อแรงเฉือนของดิน จะขึ้นอยู่กับแรงยึดเหนี่ยวระหว่างเม็ดดินเป็นส่วนใหญ่ ซึ่งจะเปลี่ยนไปตามปริมาณน้ำในดิน ขนาดของเม็ดดินและความหนาแน่นของดิน

ดินแห้งจำพวกไม่มีแรงเหนียวน้ำ ได้แก่ ดินประเภทดินทราย ความหนาแน่นของมวลดินจะเป็นแฟคเตอร์ (Factor) ที่มีอิทธิพลต่อพฤติกรรมของตัวอย่างดินในขณะปฏิบัติการเฉือนดิน สำหรับทรายหลวมกำลังต้านทานแรงเฉือนจะค่อยๆ สูงขึ้นระหว่างผิวของเม็ดทราย จนกระทั่งถึงจุดประลัย สำหรับทรายแน่นกำลังต้านทานแรงเฉือนจะเพิ่มขึ้นในอัตราสูง จนกระทั่งมวลดินมีกำลังสูงสุด ซึ่งสูงกว่ากำลังประลัยดังรูปที่ 2.1 ก. และรูปที่ 2.1 ข.



ก) ทรายสภาพหลวมเริ่มต้น

ข) ทรายสภาพแน่นเริ่มต้น

รูปที่ 2.1 ผลการทดสอบตัวอย่างดินแห้ง โดยวิธีแรงเฉือนโดยตรง

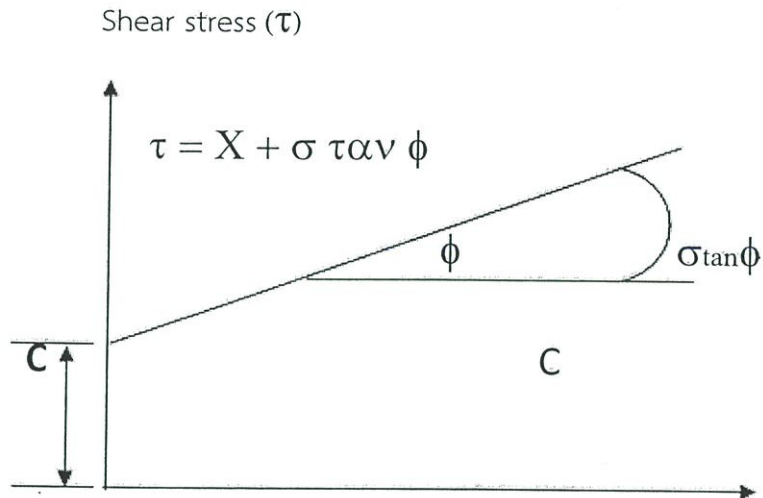
แรงเฉือนที่เกิดขึ้นในมวลดินในปี ค.ศ. 1773 นักวิทยาศาสตร์ชาวฝรั่งเศสชื่อ คูลอมป์ (Coulomb) ได้คิดความสัมพันธ์ระหว่างหน่วยแรงเฉือนกับหน่วยแรงตั้งฉากกับผิวสัมผัสที่ระนาบใดๆ ของมวลดินในรูปของสมการเส้นตรงเรียกว่า สมการโมร์-คูลอมป์ (Mohr – Coulomb's Equation) ซึ่งใช้หาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดินที่จุดพิบัติดังสมการที่ 2.1

$$\tau = c + \sigma \tan \phi \quad (2.1)$$

เมื่อ  $\tau$  = หน่วยแรงเฉือนวิบัติที่ระนาบของการวิบัติ

$c$  = หน่วยแรงยึดเกาะ

$\phi$  = มุมเสียดทานภายใน



รูปที่ 2.2 สมการ โมร์-คูลอมป์

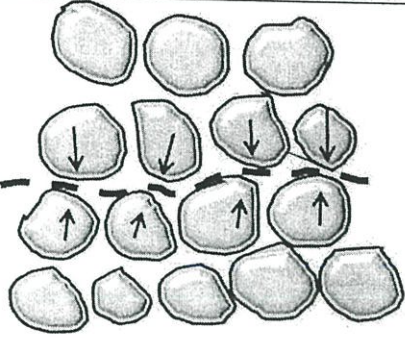
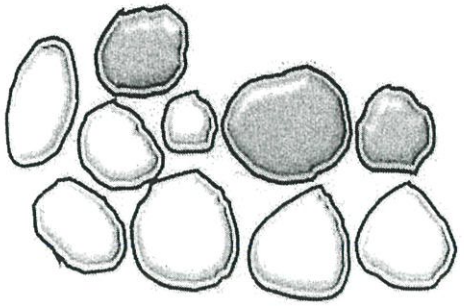
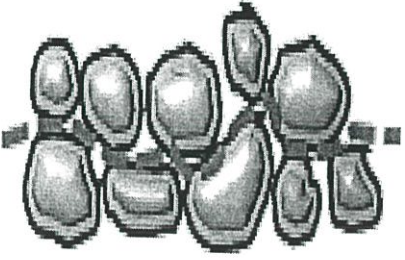
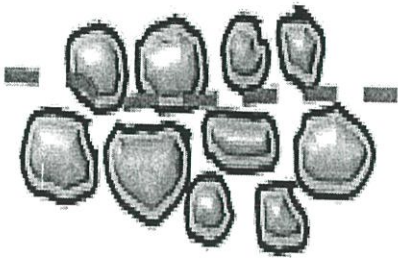
โมร์ คูลอมป์ ได้เสนอทฤษฎีการวิบัติ โดยพิจารณาหน่วยแรงเฉือนวิบัติที่ระนาบของการวิบัติมีความสัมพันธ์กับหน่วยแรงตั้งฉาก ตามสมการที่ 13.2

$$\tau = f \cdot \sigma \quad (2.2)$$

เมื่อ  $\tau$  = หน่วยแรงเฉือนวิบัติที่ระนาบของการวิบัติ

$\sigma$  = หน่วยแรงตั้งฉากที่ระนาบของการวิบัติ

$f$  = สัมประสิทธิ์ความเสียดทาน

	
ก) การเกิดแรงยึดเกาะในเม็ดดิน	ข) การเกิดแรงเสียดทานในดิน
	
ค) การขัดยัดระหว่างเม็ดดิน (Particle Interlocking)	ง) ความฝืดของผิวหน้าเม็ดดิน (Particle Surface Friction)

รูปที่ 2.3 แสดงพฤติกรรมของการเกิดแรงในดิน

ตารางที่ 2.1 ค่าของมุมเสียดทาน ( $\phi$ ) สำหรับดินที่ไม่มีแรงเหนี่ยวนำ

ชนิดดิน	มุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ), องศา	
	สภาพหลวม	สภาพแน่น
ทรายเม็ดกลม ขนาดเม็ดดินสม่ำเสมอ	27.5	34
ทรายเม็ดเหลี่ยม ขนาดคละกัันดี	33	45
กรวดทราย	35	50
ทรายปนตะกอนทราย	27-33	30-34
ตะกอนทรายอนินทรีย์	27-30	30-35

เทอร์ซาภิ Terzahgi (1925) ได้พิจารณาถึงค่าความดันของน้ำที่มีต่อค่ากำลังรับแรงเฉือนในเทอมของหน่วยแรงประสิทธิผล (Effective Stress) ตามสมการที่ 2.3

$$\tau' = \sigma' \tan \phi' + C' \quad (2.3)$$

เมื่อ  $\tau'$  = หน่วยแรงเฉือนประสิทธิผล  
 $C'$  = หน่วยแรงยึดเกาะประสิทธิผล  
 $\sigma'$  = หน่วยแรงตั้งฉากประสิทธิผล  
 $P$  = ความดันน้ำ  
 $\phi'$  = มุมเสียดทานประสิทธิผล

ดินจำพวกเสียดทาน เช่น กรวด ทราย เป็นดินที่ไม่มีหน่วยแรงยึดเกาะ ( $C = 0$ ) จะได้ความสัมพันธ์ตามสมการที่ 2.4

$$\tau = \sigma \tan \phi \quad (2.4)$$

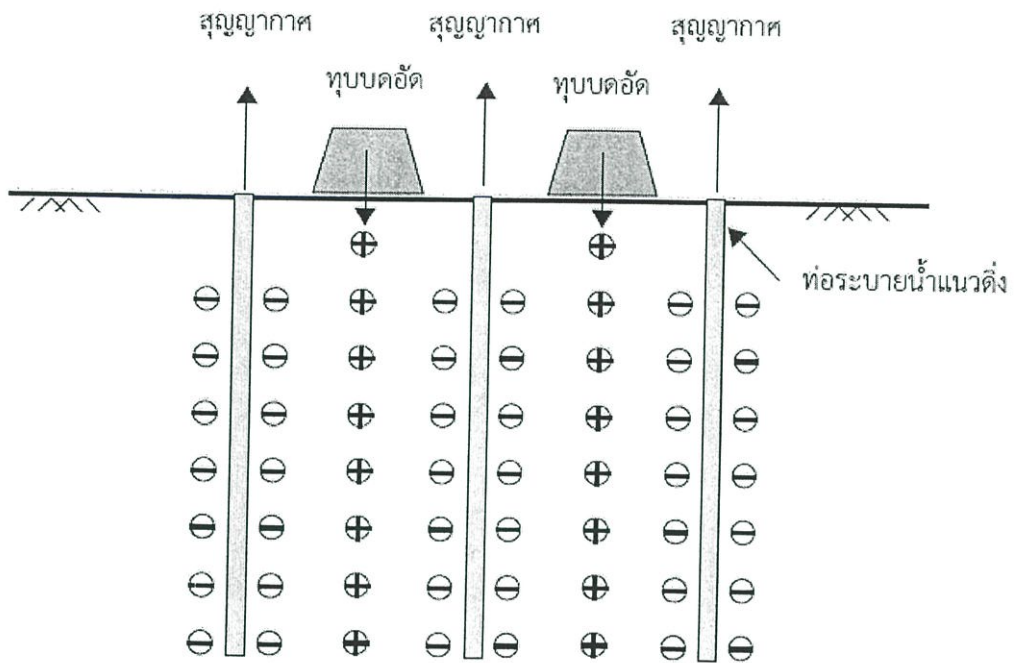
เมื่อ  $\tau$  = หน่วยแรงเฉือน  
 $\sigma$  = หน่วยแรงเฉือนตั้งฉากกับผิวสัมผัส  
 $\phi$  = มุมเสียดทาน

ดินจำพวกดินเหนียว เช่น ดินเหนียว หน่วยแรงเสียดทานระหว่างผิวเม็ดดิน เนื่องจากหน่วยแรงตั้งฉากกับพื้นระนาบไม่มี ( $\tan \phi = 0$ ) จะได้ความสัมพันธ์ตามสมการที่ 2.5

$$\tau = C \quad (2.5)$$

### 2.3 หลักการทำงานของเทคนิค HVDM (Liang and Xu. 2010)

HVDM เป็นเทคนิคการปรับปรุงคุณภาพดินโดยการเร่งระบายน้ำออกจากมวลดินได้อย่างรวดเร็ว โดยใช้หลักการการยุบอัดคายตัว และการเพิ่มความหนาแน่นให้แก่ดิน ซึ่งเทคนิค HVDM จะมีการควบคุมและติดตามความเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นระหว่างการทำงานเพื่อให้ได้ทั้งประสิทธิภาพและประสิทธิผลตามที่ออกแบบไว้ ในรูปที่ 2.4 แสดงหลักการทำงานของเทคนิค HVDM ที่ใช้ระบบสุญญากาศร่วมกับการบดอัดแบบไดนามิก โดยวิธีการ HVDM ประกอบด้วยขั้นตอนดังต่อไปนี้



รูปที่ 2.4 หลักการทำงานของเทคนิค HVDM

ขั้นตอนที่ 1 สำรวจคุณสมบัติของดินในบริเวณโครงการ เพื่อประเมินความลึกและความหนาของชั้นดินเหนียวอ่อนที่ต้องการปรับปรุงคุณภาพ ซึ่งจะพิจารณาได้จากความสัมพันธ์เส้นกราฟของ ชีดจำกัดของอัตรเตอร์เบอร์ก (Atterberg's Limit) ปริมาณน้ำในดิน (Water Content) สัมประสิทธิ์การยอมให้น้ำไหลผ่าน (Hydraulic Conductivity) และความสามารถในการบีบอัดตัวของดิน (Compressibility) ส่วนการทดสอบในพื้นที่โครงการ เช่น CPT หรือ STP เพื่อตรวจสอบหาค่าคุณสมบัติเริ่มต้นของดินก่อนการทำงานในสนาม จากนั้นจะรวบรวมข้อมูลเพื่อออกแบบวิธีการปรับปรุงคุณภาพดิน ตั้งแต่การกำหนดระยะห่างและความลึกที่เหมาะสมของท่อสูญญากาศ พลังงานของการบดอัดแบบไดนามิก จำนวนและระยะห่างของการทุบ รอบเวลาสำหรับการใช้ระบบสูญญากาศกับการบดอัดแบบไดนามิกและอื่นๆ แต่อย่างไรก็ตามแผนที่ได้วางไว้ในขั้นแรกจะต้องมีการปรับแก้ตามปัญหาที่เกิดขึ้นในหน้างาน จนกว่างานจะสำเร็จเรียบร้อย

ขั้นตอนที่ 2 ติดตั้งท่อสูญญากาศในแนวตั้งและท่อระบายน้ำในแนวราบ ท่อสูญญากาศในแนวตั้งสามารถติดตั้งได้หลายวิธี เช่น ใช้ตัวกดสั้นสะเทือน การใช้วิธีจับปลายท่อแล้วกดลงไป หรือการใช้ระบบไฮดรอลิก เพื่อนำท่อสูญญากาศกดลงไปในดิน โดยทั่วไปแล้วจะใช้ท่อสูญญากาศเป็นท่อเหล็กเส้นผ่าศูนย์กลางภายนอก 1-1.25 นิ้ว และมีความหนา 1/8 นิ้ว ท่อสูญญากาศจะถูกเจาะรูและห่อรอบโดยผ้าใยสังเคราะห์ (Geotextile Fabric) เพื่อช่วยกรองดินที่จะเข้าไปในท่อ ส่วนท่อระบายน้ำในแนวราบจะใช้ท่อพีวีซี (PVCs Pipe) ซึ่งจะเชื่อมต่อกับท่อเหล็กสูญญากาศผ่านข้อต่อ

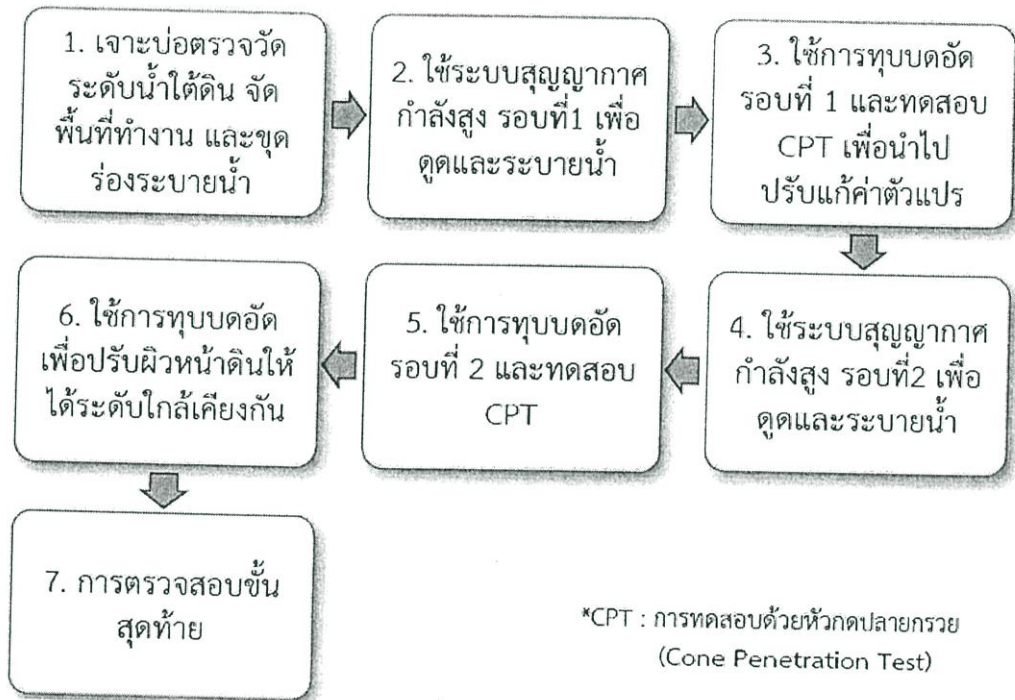
ขั้นตอนที่ 3 ดำเนินการใช้ระบบสุญญากาศในรอบแรกเพื่อลดปริมาณน้ำในพื้นที่ที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพดิน ซึ่งเป็นขั้นตอนที่สุญญากาศช่วยระบายน้ำ (Dewatering) ในดินเหนียว จนปริมาณน้ำในดินเหนียวเหลือเปอร์เซ็นต์การอิ่มตัวประมาณ 85-90% กระบวนการนี้จะทำให้ความดันน้ำในดินเป็นลบ สำหรับเวลาในรอบวงจรของระบบสุญญากาศจะขึ้นกับระยะห่างในการจัดท่อระบายน้ำในแนวตั้งและค่าสัมประสิทธิ์การยอมให้น้ำไหลผ่าน (Hydraulic Conductivity) ของดิน และผลกระทบจากการถูกรบกวนของดิน (Smearing Effects) ที่เกิดจากการติดตั้งท่อสุญญากาศก็ควรที่จะนำมาพิจารณาด้วย โดยปกติแล้วกระบวนการนี้จะทำภายใน 7 วันก่อนที่จะดำเนินการขั้นตอนต่อไป

ขั้นตอนที่ 4 ใช้การบดอัดแบบไดนามิกเพื่อทำให้ความดันน้ำในดินเป็นบวก โดยการใช้ตุ้มน้ำหนักกระแทกลงบนผิวดิน ทำให้อัตราส่วนช่องว่างภายในมวลดินลดลง(การทำเกิดความแน่นโดยตรง) ตัวแปรควบคุมที่สำคัญของการบดอัดแบบไดนามิก คือ น้ำหนัก ขนาด ความสูงที่ยก ระยะห่างที่ตุ้มกระแทก และจำนวนครั้งที่ตุ้มน้ำหนักกระแทกต่อจุด การตัดสินใจเลือกใช้ตัวแปรเหล่านี้จะต้องพิจารณาจากผลการสำรวจพื้นที่ทดลองเพื่อให้แน่ใจว่าดินที่อยู่ข้างล่างของตำแหน่งการปล่อยตุ้มน้ำหนักจะไม่ถูกผลกระทบจากแรงเฉือนในดินที่ไม่มีการระบายน้ำ (Untrained Shear Failure) หรือเรียกสิ่งที่เกิดขึ้นนี้ว่า “Rubber Soil” โดยปกติตุ้มน้ำหนักที่ใช้จะมีเส้นผ่าศูนย์กลางประมาณ 1 ถึง 1.5 เมตรและน้ำหนักอยู่ที่ 20-70 ตัน ความสูงในการยกตุ้มน้ำหนัก 10-20 เมตร โดยระยะเวลาดำเนินการของขั้นตอนนี้สามารถทำได้ภายใน 7 วันต่อพื้นที่ 10,000 ตารางเมตร

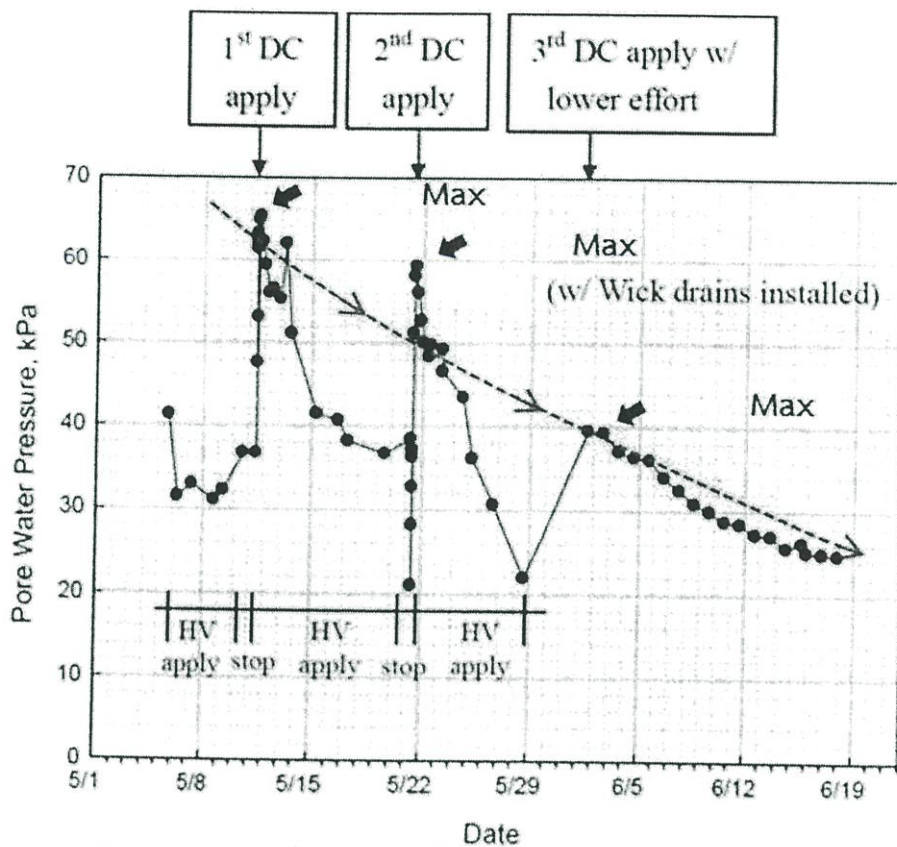
ขั้นตอนที่ 5 ใช้ระบบสุญญากาศรอบที่สองเพื่อช่วยการกระจายความดันอย่างรวดเร็วและลดปริมาณน้ำรวมทั้งอัตราส่วนช่องว่างของดินในเขตพื้นที่อิทธิพล สองผลกระทบที่เกิดขึ้นคือจากการใช้สุญญากาศทำให้เกิดความดันน้ำในดินเป็นลบ และการบดอัดกระแทกแบบไดนามิกก็จะช่วยให้มีความดันน้ำในดินเป็นบวก ทำให้เกิดผลต่างในของความดันสูงมาก ซึ่งจะกระจายความดันน้ำส่งผลให้ปริมาณน้ำในดินลดลงได้ ระยะเวลาของขั้นตอนนี้โดยทั่วไปประมาณ 7 วันหรือน้อยกว่านี้ต่อพื้นที่ 10,000 ตารางเมตร

ขั้นตอนที่ 6 ตรวจสอบคุณสมบัติของดินหลังจากเสร็จสิ้นขั้นตอนที่ 5 โดยเฉพาะอย่างยิ่งปริมาณน้ำในดิน (Water Content) ความดันน้ำในดิน (Pore Pressures) ระดับน้ำใต้ดิน (Ground Water Elevation) ระดับการทรุดตัวของดิน (Ground Subsidence) และการตรวจสอบในสนาม เช่น ค่า CPT หรือ ค่า N จาก STP ซึ่งจำเป็นมากที่จะพิจารณาและประเมินผลจากการดำเนินการในรอบแรก (ขั้นตอนที่ 4 และ 5) ของกระบวนการ HVDM การประเมินผลของผลของการปรับปรุงดินในขั้นตอนนี้จะช่วยให้การปรับแก้ค่าตัวแปรในการดำเนินงาน (ระยะห่างและความลึกของท่อสุญญากาศ พลังงานที่ใช้ในการบดอัดแบบไดนามิก ระยะห่างของจุดปล่อยน้ำหนักกระแทก ฯลฯ) ในรอบต่อไปของกระบวนการ HVDM

ขั้นตอนที่ 7 ทำซ้ำขั้นตอนที่ 4 ถึง 6 จนกว่าผลที่ออกมามีความพึงพอใจ และผลที่ออกมาควรจะทำให้เห็นว่าเมื่อผ่านกระบวนการ HVDM ไปแล้ว 2 รอบ จะต้องเห็นได้ว่าการเปลี่ยนแปลงที่เกิดขึ้นของคุณสมบัติดินตามที่ได้คาดการณ์ไว้ เช่น ความแข็งแรงที่เกิดขึ้นจากการวัด CPT หรือ SPT และเกิดการทรุดตัวที่สังเกตได้



รูปที่ 2.5 ผังระบบการทำงานของเทคนิค HVDM (Liang and Xu. 2010)



รูปที่ 2.6 แนวโน้มของความดันน้ำในดินที่เปลี่ยนแปลงไป ในการปรับปรุงคุณภาพดินของโครงการก่อสร้างท่าเรือ Ningbo ด้วยเทคนิค HVDM (Liang and Xu, 2012)

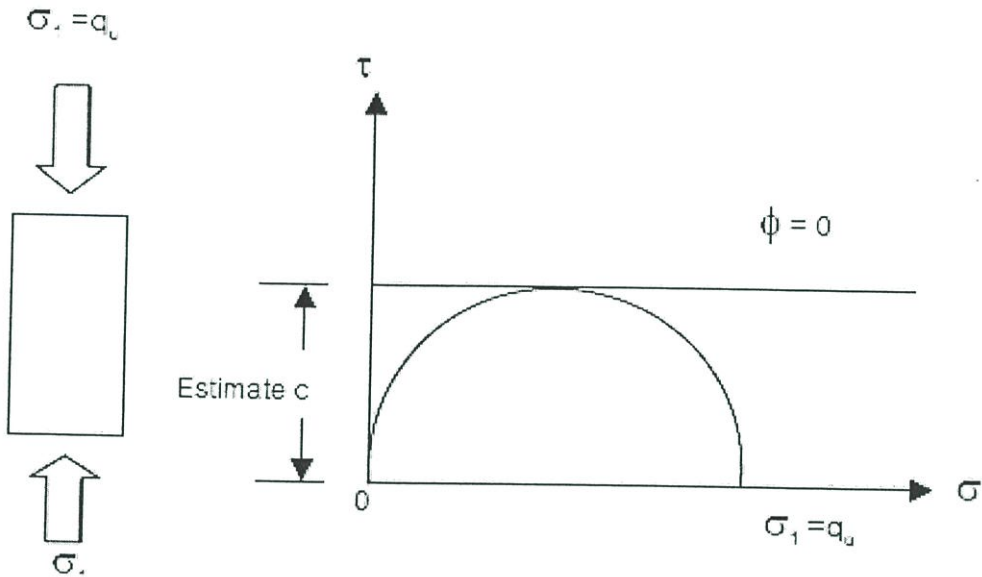
จากรูปที่ 2.6 เป็นกราฟแสดงผลระหว่างเวลากับความดันน้ำในดินที่เปลี่ยนแปลงไป เมื่อได้รับการปรับปรุงคุณภาพดินของโครงการก่อสร้างท่าเรือ Ningbo ในประเทศจีน ด้วยเทคนิค HVDM ซึ่งชี้ให้เห็นแนวโน้มของความดันน้ำในดินสูงสุดที่ลดลงเมื่อการดำเนินการด้วยเทคนิค HVDM ผ่านไป 3 รอบ (ขั้นตอนที่ 4 ถึง 6) โดยระหว่างขั้นตอนการใช้สุญญากาศจะมีการดูดและระบายน้ำออกจากดิน ทำให้ปริมาณน้ำในดินลดลง เกิดความดันน้ำในดินเป็นลบ และทิ้งเวลาประมาณ 2 วัน ก่อนจะทำการอัดกระแทกแบบไดนามิกซึ่งจะช่วยให้มีความดันน้ำในดินเป็นบวก เกิดผลต่างของความดันสูงระหว่างขั้นตอนข้างต้นทำให้การระบายน้ำออกจากดินได้เร็วมากขึ้นเช่นกัน

## 2.4 การทดสอบ UNCONFINED COMPRESSION TEST

### 2.4.1 สภาพดินตัวอย่างไม่มีการอัดตัวคายน้ำและไม่มีการระบายน้ำ

การทดลอง Unconfined Compression นี้เป็นการทดลองแบบไม่มีการอัดตัวคายน้ำ และไม่มีการระบายน้ำ นิยมใช้กับการทดลองกำลังต้านทานแรงเฉือนของดินเหนียวอิ่มตัวด้วยน้ำ โดยความดันรอบข้างมีค่าเป็นศูนย์ แรงในแนวตั้งกระทำต่อดินตัวอย่างอย่างรวดเร็ว การทดลองนี้เป็นวิธีที่ง่ายที่จะหากลังรับแรงเฉือนแบบไม่คายน้ำ  $S_u$  โดยถือว่าไม่มีการเปลี่ยนแปลงปริมาณน้ำในมวล

ดินในระหว่างการทดลอง โดยวิธีการทดลองแบบนี้ไม่สามารถหาค่ามุมเสียดทานภายใน ( $\phi$ ) ได้ เนื่องจากการทดลองนี้จะทำแบบเร็ว และน้ำยังไม่มีโอกาสระบายออกไปได้ ค่ากำลังต้านทานต่อแรงเฉือนจะเท่ากับครึ่งหนึ่งของหน่วยแรงกดสูงสุดคือ  $\frac{S_u}{2}$  เมื่อ  $S_u$  คือกำลังต้านทานแรงกดแบบ Unconfined Compression และในบางครั้งจะใช้ สัญลักษณ์เป็นตัว ( $c$ ) ก็จะมีค่าเท่ากับ  $c = \frac{q_u}{2}$  เมื่อ  $q_u$  = ความต้านทานต่อแรงอัดสูงสุดของดินแบบไม่ถูกจำกัด



รูปที่ 2.7 แสดงสถานะ Stress โดย Mohr's Circle

ผลที่ได้ก็คือค่า COHESION โดยประมาณของดินนั้น

$$\text{Estimate } C = \frac{\sigma}{2} \tag{2.6}$$

$$\text{หรือ} = \frac{F_v(max)}{2A_c} \tag{2.7}$$

การหาค่าความต้านทานแรงเฉือนดินโดยวิธีนี้ค่าที่ได้เป็นเพียงค่าโดยประมาณเท่านั้น ไม่ใช่ค่าความต้านทานแรงเฉือนของดินที่แท้จริง ทั้งนี้เนื่องมาจากว่าวิธีการทดสอบมีข้อบกพร่อง บางประการ เช่น

1. แรงดันด้านข้างของดินตัวอย่างที่นำมาทดลองไม่มี จึงทำให้คุณสมบัติแตกต่างไป จากเดิมเมื่ออยู่ตามธรรมชาติและความชื้นในดินอันเป็นปัจจัยที่ทำให้เกิดแรงตึงผิว ซึ่งจะทำให้แรงที่ยึดรอบ ๆ แห่งตัวอย่างสูญเสียไป (ถ้าภายในห้องทดลองไม่มีการควบคุมอุณหภูมิ)

2. สภาพภายในของดิน (ค่าขีดความอึดตัวของดินที่รับน้ำหนักระหว่างทดสอบ, และผลของการเปลี่ยนแปลงค่าขีดความอึดตัวที่ไม่สามารถควบคุมได้)

3. แรงเสียดทานระหว่างดินกับโลหะที่ปลายทั้งสองข้างของแท่งทดลอง ซึ่งทำให้เกิดแรงดันด้านข้างที่ปลายทั้งสองข้าง ทำให้ความเค้นภายในเปลี่ยนแปลงไปและไม่สามารถทราบได้ การทดลองแบบ Unconfined Compression เป็นที่นิยมใช้กันอย่างแพร่หลายในการทดลองดินประเภทดินเหนียว เพราะสามารถทำได้รวดเร็วและประหยัดค่าที่ออกมาค่อนข้างจะเป็นค่าที่มีความปลอดภัยสูงกว่าที่ได้จากวิธีการอื่นเมื่อนำค่านั้นมาใช้งาน

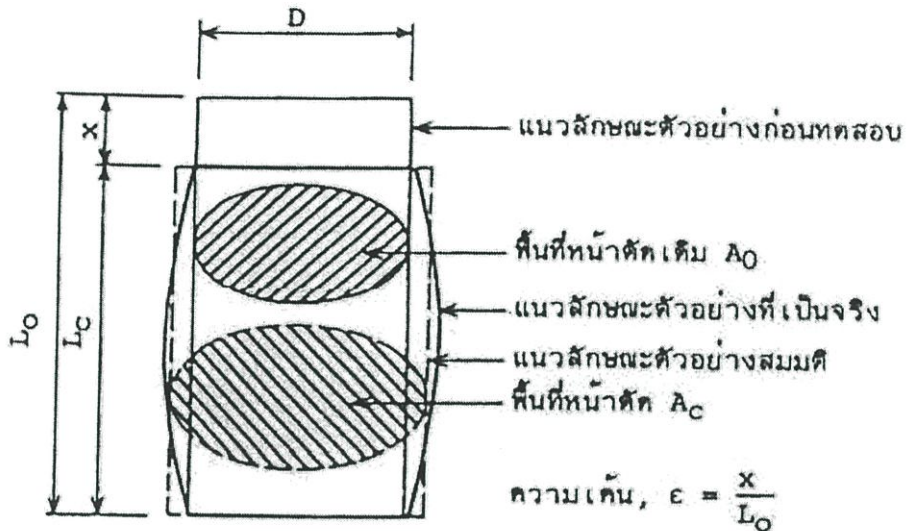
#### 2.4.2 ขอบข่ายการทดลองแรงอัดแกนเดียว

เป็นการทดลองสำหรับดินตัวอย่างคงสภาพและตัวอย่างดินไม่คงสภาพ การทดลองแบบนี้คล้ายลักษณะกับการทดสอบคอนกรีต โดยตัวอย่างดินเหนียวถูกวางในเครื่องอัด ทำการวัดความเค้นและความเครียดจนกระทั่งตัวอย่างดินวิบัติ การทดลอง Unconfined Compression ทำได้สองวิธีคือแบบ Stress Control และแบบ Strain Control วิธีที่นิยมใช้กันมากคือ Strain Control เพราะทำได้ง่ายกว่า ในการทดลองการรับแรงอัดของแท่งดินตัวอย่างเราจะควบคุม Strain ในอัตรา 0.5 – 2 เปอร์เซ็นต์/นาที (ถ้าแท่งดินมีความยาว 50 มม. และต้องการควบคุม Strain ที่ 1 % ก็หมายความว่าให้ดินรับแรงอัดแล้วเกิดการยุบตัวลงในอัตรา 0.5 มม. /นาที) และทดลองไปเรื่อยๆ จนกระทั่งถึงจุดที่ต้องการทราบหรือจุดที่ดินวิบัติ

การทดลอง Unconfined Compression นั้น ดินตัวอย่างจะไม่มีอะไรห่อหุ้มและทดลองในห้องที่มีสภาพแห้ง ดังนั้นการทดลองจะต้องทำให้เสร็จสิ้นภายในเวลาที่น้อยที่สุด (10 นาที) เพื่อไม่ให้เกิดการเปลี่ยนแปลงของปริมาณน้ำในดินจะทำให้ค่าความต้านทานต่อแรงกดเพิ่มขึ้น ตัวอย่างดินที่นำมาทดลองจะทำการทดลองจนกระทั่งน้ำหนักที่ตกลงบนตัวอย่างลดลง หรือทดลองจนถึง 20 % Strain

เมื่อดินรับน้ำหนักกดดินจะหดสั้นเข้าและโป่งออกทางข้างพื้นที่หน้าตัดที่รับแรงก็มากขึ้น ดังนั้น ในทางปฏิบัติเราจำเป็นต้องมีการปรับค่าพื้นที่หน้าตัดของดิน ทั้งนี้ก็เพื่อให้เหมือนกับสภาพที่ดินในสนามรับน้ำหนักจริงๆ นอกจากนี้การปรับพื้นที่ให้มากขึ้นยังช่วยลดค่าของ Stress เมื่อแรงที่มากกระทำมีค่ามากขึ้น ทำให้ความปลอดภัยมากกว่าที่เราจะใช้พื้นที่หน้าตัดเดิมตลอดเวลา วิธีปรับพื้นที่หน้าตัดของดินจะใช้หลักการคงตัวของปริมาตรดินคือ ให้พื้นที่หน้าตัดเดิม ( $A_0$ ) โดดขึ้น ความยาวเดิม ( $L_0$ ) จะลดลง แต่ปริมาตรไม่เปลี่ยนแปลง ดังนั้นในตอนเริ่มทดลองดินมีพื้นที่หน้าตัด  $A_0$  ความยาว  $L_0$  ปริมาตร  $V_T$  ของดินในตอนเริ่มต้นคือการทดลอง Unconfined Compression ความยาวของแท่งตัวอย่างดินกำลังพอเหมาะ แท่งตัวอย่างอยู่ระหว่างแผ่นรองสองแผ่นซึ่งรับน้ำหนักจากเครื่องกดถ่ายให้ดิน พร้อมด้วยหินพรุน 2 แท่งสอดแทรกขวางระหว่างดินกับแผ่นรอง แรงกดจะกระทำตามแนวแกน Y ที่ละน้อย ๆ และทำให้ดินยุบตัวลงทีละน้อย ๆ เป็นสัดส่วนกับน้ำหนักที่เพิ่มขึ้นบันทึกระยะการหดตัวของดินและน้ำหนักที่กระทำเป็นระยะจนกระทั่งดินถึงจุดวิบัติ (สังเกตจากน้ำหนักที่กด

จะลดลงแต่ดินก็ยังคงยุบตัวต่อไปอีก) นำค่าที่บันทึกไว้มาคำนวณหาค่า  $A_c$  และค่า  $q_u$  พร้อมกับเขียนกราฟแสดงความสัมพันธ์ของ Stress และ Strain



รูปที่ 2.8 แสดงลักษณะของดินเหนียวเมื่อรับแรงกด

มาตรฐานที่ใช้ในการทดสอบคือ D 2166-00 Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil

#### 2.4.3 ขั้นตอนการทดลองแรงอัดแกนเดียว

##### 2.4.3.1 จุดประสงค์เชิงพฤติกรรม

1. สามารถใช้เครื่องมือในการทดลองหาค่าแรงอัดแกนเดียวได้
2. สามารถหาวิธีการขั้นตอนไปปฏิบัติหาค่าแรงอัดแกนเดียวได้
3. มีทักษะในการปฏิบัติการทดลองหาค่าแรงอัดแกนเดียวได้
4. สามารถคำนวณหาค่าแรงอัดแกนเดียวได้

##### 2.4.3.2 เครื่องมืออุปกรณ์

1. อุปกรณ์อัดดินตัวอย่าง
2. เครื่องดันตัวอย่างดินออกจากกระบอก
3. มาตรฐานวัด (วัดละเอียดถึง 0.01 มม. หรือ 0.001 นิ้ว)
4. แผ่นน้ำหนัก
5. อุปกรณ์แต่งตัวอย่าง + เสี่ยงเส้นลวด
6. เครื่องชั่งความละเอียด 0.1 กรัม

7. เวอร์เนียร์
8. กระจ่างอบดิน
9. เตอบ

#### 2.4.3.3 วัสดุที่ใช้ในการทดลอง

ตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ

#### 2.4.3.4 แบบฟอร์ม

1. ตารางแสดงความสัมพันธ์ระหว่างการเคลื่อนตัวในแนวดิ่งกับหน่วยแรงกดในแนวดิ่ง
2. ตารางกราฟความสัมพันธ์ระหว่างแรงกดในแนวดิ่งกับการเคลื่อนตัวในแนวดิ่ง

#### 2.4.3.5 ขั้นตอนการทดลอง

1. ตัวอย่างดินเส้นผ่าศูนย์กลางอย่างน้อย 3 ซม. อัตราส่วนระหว่างความสูงของดินตัวอย่างต่อเส้นผ่าศูนย์กลางควรมีค่าระหว่าง 2 ถึง 2.5
2. ถ้าเป็นตัวอย่างดินเป็นคงสภาพ ซึ่งเป็นดินที่ได้จากการเก็บดินจากกระบอกบางหลังจากตัวอย่างดินออกจากกระบอกบางแล้ว ตัดแต่งตัวอย่างดินให้ได้ขนาดตามต้องการ หุ้มด้วยพลาสติก เพื่อป้องกันปริมาณน้ำเปลี่ยนแปลง ก่อนการทดลองให้เก็บไว้ในห้องควบคุมความชื้น
3. ถ้าเตรียมตัวอย่างดินแบบไม่คงสภาพ ปั้นดินตัวอย่างให้ได้ขนาดตามที่กำหนดไว้ และปริมาณความชื้นเท่ากับดินตัวอย่างคงสภาพ หลังจากนั้นให้ชั่งน้ำหนัก วัดความสูงและวัดเส้นผ่าศูนย์กลางของดินตัวอย่าง
4. วางดินตัวอย่างให้อยู่กึ่งกลางของแผ่นฐานของอุปกรณ์
5. ติดตั้งมาตรวัดการหดตัว และมาตรวัดที่อยู่ในวงแหวนวัดแรง
6. เริ่มการกดตัวอย่างโดยอัตราการกดคงที่ (การเคลื่อนที่แนวดิ่งของเครื่องให้อยู่ในช่วง 0.02 ถึง 0.1 นิ้วต่อนาที ปกติใช้ 0.05 นิ้วต่อนาที) ตามความเหมาะสมในช่วงอ่านต่างๆกันเมื่อแรงกดถึงจุดสูงสุดนั้นคือ ถึงจุดวิบัติหรือจุดสูงสุดของกำลังดิน
7. บันทึกข้อมูลจากวงแหวนวัดแรงทุกๆการหดตัว 0.005 นิ้ว ของตัวอย่าง (อาจจะใช้ 0.002 นิ้ว ในกรณีตัวอย่างเป็นดินเปราะ)
8. เมื่อแรงในวงแหวนวัดแรงเพิ่มขึ้นไปสูงสุดแล้วเริ่มจะลดลง ซึ่งแสดงว่าถึงจุดสูงสุดของกำลังของดิน ให้ยังคงอ่านผลต่อไปจนเห็นแนวเฉือนบนตัวอย่างได้ชัดเจน ในบางกรณีที่ไม่มียอเฉือนปรากฏชัด เช่น ตัวอย่างดินเปลี่ยนสภาพ ให้ทดสอบจนการหดตัวถึงประมาณ 20% ของความสูงของตัวอย่าง
9. บันทึกความชื้นของดินตัวอย่างก่อนทดลองและหลังทดสอบ
10. วาดรูปหรือถ่ายรูปในส่วน of ตัวอย่างดินที่วิบัติ พร้อมแสดงมุมของระนาบการวิบัติ

### 2.4.3.6 การรายงาน

1. เขียนกราฟแสดงหน่วยแรงกดของตัวอย่างดินกับการหดตัว หากค่ากำลังสูงสุดของหน่วยแรงกด  $\sigma_{max}$  เราเรียกว่า Unconfined Compressive Strength, (U.C.S.)

$$C = \frac{U.C.S.}{2} = \frac{Su}{2} \quad (2.8)$$

2. หาอัตราส่วนของค่า U.C.S ของตัวอย่างดินคงสภาพกับ U.C.S ของตัวอย่างดินไม่คงสภาพ

$$\text{Sensitivity} = \frac{U.C.S. \text{ ของตัวอย่างดินคงสภาพ}}{U.C.S. \text{ ของตัวอย่างดินไม่คงสภาพ}} \quad (2.9)$$

### 2.4.3.7 ข้อควรระวัง

1. การทดลองนี้ต้องบันทึกข้อมูลดินตัวอย่างให้ชัดเจน เส้นผ่าศูนย์กลาง ความสูงเริ่มต้น น้ำหนักของดินตัวอย่าง หากเตรียมตัวอย่างดินไม่ได้ขนาดจะทำให้ผลของการทดลองคลาดเคลื่อน
2. ในบางกรณีที่ไม่มียอยเฉือนปรากฏชัดเจนเมื่อแรงกดถึงจุดสูงสุด ให้ทดลองจนการหดตัวถึงประมาณ 20% ของความสูงของตัวอย่างดิน

### 2.4.3.8 สรุปและข้อเสนอแนะ

ก่อนเริ่มทดสอบจะต้องตรวจสอบการติดตั้งตัวอย่างและเครื่องมือ ดังนี้ แป้นกดของเครื่องจะต้องสัมผัสตัวอย่างพอดี มาตรฐานสำหรับวัดหดตัวและมาตรวัดแรงในวงแหวนวัดแรงให้ตั้งอยู่ที่ศูนย์กลางในกรณีที่เครื่องทดสอบเป็นแบบมือหมุน ผู้ทดสอบจะต้องซ้อมหมุนให้ได้อัตรากดตามต้องการ (ในขณะที่ยังไม่มีตัวอย่างดิน) วิธีการทดลองแบบแรงอัดแกนเดียวเป็นการทดลองไม่เหมือนสภาพความเป็นจริงตามธรรมชาติ การทดลองที่ได้จึงเป็นค่าโดยประมาณ จะใช้การทดลองนี้กับดินเหนียวเท่านั้น สามารถปฏิบัติการทดลองได้รวดเร็ว ประหยัด ทดลองได้ทั้งดินเหนียวคงสภาพ และดินเหนียวเปลี่ยนสภาพ ความไวของดินเหนียวมีผลต่องานปฏิบัติงานฐานราก หากได้จากอัตราส่วนของผลการทดลองดินเหนียวคงสภาพกับดินเหนียวเปลี่ยนสภาพ ค่าความไวของดินเหนียวทั่วไปประมาณ 2- 4 ถ้ามากกว่า 4 จะต้องหาทางป้องกันไม่ให้ดินเหนียวถูกกระทบกระเทือน

### 2.4.4 การคำนวณที่ได้จากผลการทดลองแรงอัดแกนเดียว

1) คำนวณหาพื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดินตลอดทั้งตัวอย่าง

$$A_0 = \frac{A_1 + 2A_2 + A_3}{4} \quad (2.10)$$

- เมื่อ  $A_0$  = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดินเฉลี่ย  
 $A_1$  = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดินด้านบน  
 $A_2$  = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดินตรงกลาง  
 $A_3$  = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดินด้านล่าง

2) หาพื้นที่หน้าตัดดินตัวอย่าง

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \quad (2.11)$$

- เมื่อ  $A$  = พื้นที่หน้าตัดตัวอย่างดิน  
 $d$  = เส้นผ่าศูนย์กลางตัวอย่างดินในด้านที่พิจารณา

3) หาพื้นที่หน้าตัดดินตัวอย่างที่เปลี่ยนไป เมื่อมีการเปลี่ยนแปลงความสูงของตัวอย่างดิน ในระหว่างการทดสอบ

$$A_s = \frac{A_0}{(1 - \varepsilon)} \quad (2.12)$$

เมื่อ  $\varepsilon$  = อัตราส่วนระหว่างการหดตัวอย่างต่อความสูง ของตัวอย่างเดิม ( $\varepsilon = \Delta V/L$ )

$A_s$  = พื้นที่หน้าตัดดินตัวอย่างขณะที่มีการหดตัว

$L$  = ความสูงของตัวอย่างดิน

$\Delta V$  = ระยะเวลาการหดตัว

4) คำนวณหาแรงกดบนตัวอย่างดิน

$$\sigma_v = \frac{(P.R)K}{A_s} \quad (2.13)$$

เมื่อ  $\sigma_v$  = หน่วยแรงกดในแนวตั้ง

$P.R$  = ค่าที่อ่านได้จาก Proving Ring

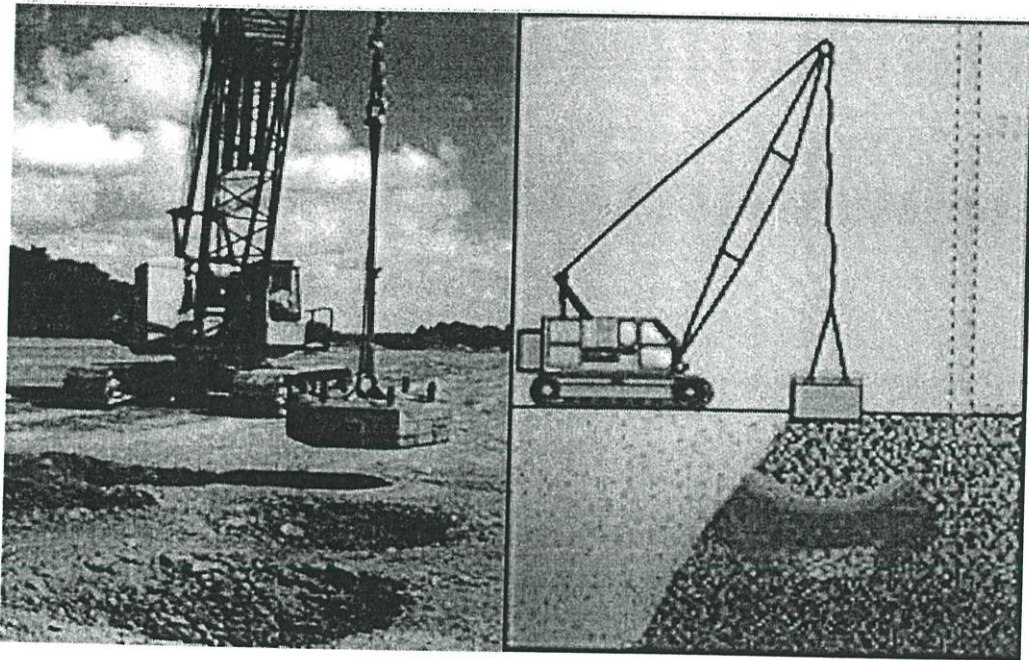
$K$  = ค่าคงที่ของ Proving Ring

$$5) \text{พื้นที่แก้ไข} = \frac{\text{พื้นที่หน้าตัดตัวอย่าง}}{1 - \frac{\text{การเคลื่อนตัวในแนวตั้ง}}{\text{ความสูงของตัวอย่าง}}} \quad (2.14)$$

- 6) คำนวณหาแรงกดในแนวตั้งจนกระทั่งการทรุดตัวเกิน 20% ของความสูงของตัวอย่าง
- 7) การบันทึกและคำนวณข้อมูลจากการทดลองหากำลังต้านทานแรงอัดแกนเดียว

## 2.5 ทฤษฎีการบดอัด DYNAMIC COMPACTION

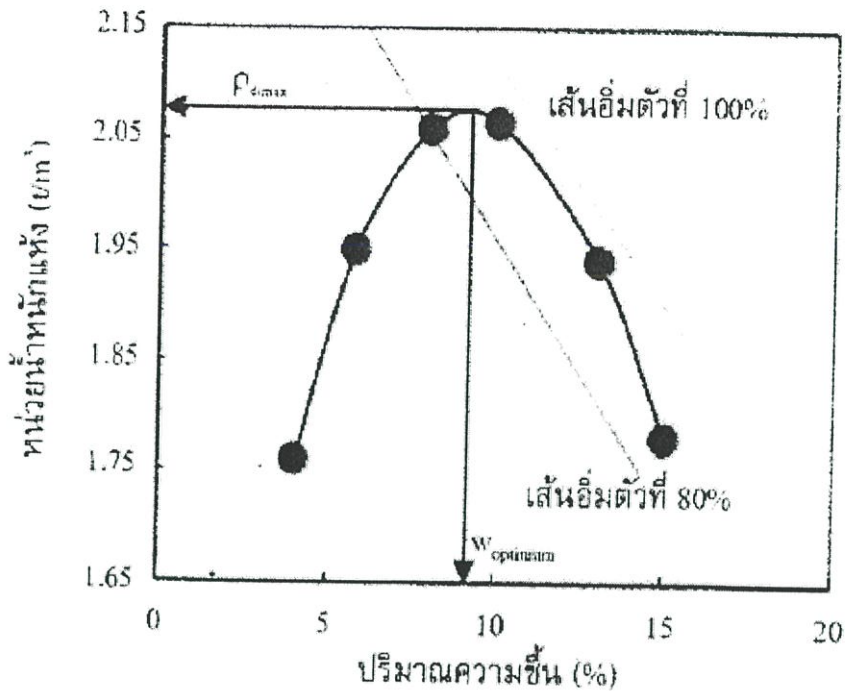
Dynamics Compaction คือการปล่อยตุ้มน้ำหนักขนาดใหญ่อย่างอิสระลงบนผิวดิน ทำให้เกิดการอัดชั้นดินในระดับลึก



รูปที่ 2.9 การบดอัดดินแบบ Dynamic Compaction

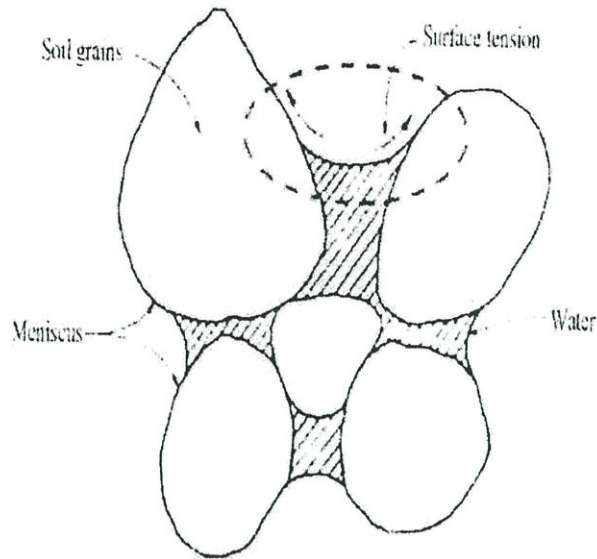
### 2.5.1 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Proctor (1930)

ทฤษฎีพื้นฐานการบดอัดดินสำหรับดินที่มีความชื้นแน่นได้ถูกสร้างความสัมพันธ์ขึ้นโดย R.R.Proctor (1930) โดยเริ่มต้นเมื่อมีการสร้างเขื่อนเพื่อกักเก็บน้ำใน Los Angeles และเขาได้พัฒนาหลักการบดอัดดินโดยตีพิมพ์ในหนังสือ Engineering New-Record (proctor.1933) แล้วนำวิธีการทดสอบนี้ไปใช้ในห้องปฏิบัติการโดยเรียกวิธีการดังกล่าวว่า Proctor Test



รูปที่ 2.10 ลักษณะทั่วไปของเส้นการบดอัดดิน (Typical Compaction Curve)

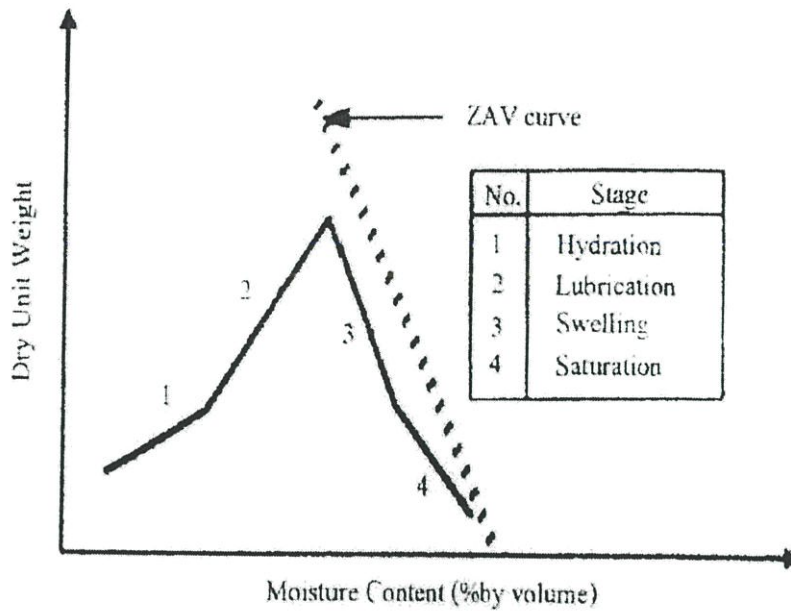
Proctor ได้กล่าวถึงกลไกของการเกิดเส้นการบดอัดดังแสดงในรูปที่ 2.10 ไว้ว่า ประสิทธิภาพของการบดอัดดินถูกกำหนดโดยแรงเสียดทานระหว่างเม็ดดิน โดยแบ่งการบดอัดดินเป็น 2 ด้านคือ ด้านแห้งและด้านเปียก สำหรับการบดอัดดินที่แห้งมากๆ ดินจะมีแรงเสียดทานที่สูงมาก เนื่องจากแรงดึงผิวที่เกิดจากความชื้นคาพิลลารี (Capillary Moisture) ดังแสดงในรูปที่ 2.8 เป็นผลให้การบดอัดดินทำได้ยาก แต่เมื่อเติมน้ำเข้าไปในดินที่แห้งมากๆ น้ำจะไปลดแรงคาพิลลารีและเป็นผลให้แรงเสียดทานลดลงไปด้วย ถ้าเติมน้ำเข้าไปอีกเรื่อยๆ จนน้ำไปสลายแรงเสียดทานได้แล้ว น้ำก็จะทำหน้าที่เป็นสารหล่อลื่นทำให้เม็ดดินเกิดการจัดเรียงตัวกันใหม่ จนถึงปริมาณน้ำที่เติมช่องว่างในช่วงหนึ่งก็จะทำให้ดินมีความหนาแน่นแห้งสูงสุด โดยเรียกจุดที่ดินมีความหนาแน่นแห้งสูงสุดว่า maximum dry density และเรียกปริมาณความชื้นที่จุดนี้ว่า optimum moisture content หลังจากจุดนี้ เมื่อเติมน้ำเข้าไปอีกจะทำให้ความหนาแน่นแห้งลดลง ทั้งนี้เนื่องจากน้ำเข้าไปแทนที่เนื้อดิน ทำให้เนื้อดินที่มีในปริมาตรที่เท่ากันลดลง อีกทั้งเกิดจากความถ่วงจำเพาะของน้ำน้อยกว่าดิน ในขณะที่ความหนาแน่นเปียกมีค่าเพิ่มขึ้น และเมื่อความชื้นในดินสูงมากๆ พบว่าดินจะอยู่ในสภาพอ่อนตัว ซึ่งไม่อยู่ในสภาพที่สามารถรับน้ำหนักได้อีกต่อไป



รูปที่ 2.11 ผลของแรงตึงผิวที่ทำให้เกิดแรงยึดเหนี่ยวปรากฏ (Apparent Cohesion) ในดินเม็ดหยาบ

### 2.5.2 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Hogentogler (1936)

Hogentogler นำเสนอเส้นกราฟการบดอัดที่แตกต่างกับ Proctor กล่าวคือ เขาได้นำเสนอเส้นกราฟความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้ง (dry density) กับปริมาณความชื้นในรูปของปริมาณน้ำต่อปริมาตรรวม (molding moisture content: WW/V) โดยลักษณะของเส้นกราฟแสดงด้วยเส้นตรง 4 เส้น ดังแสดงในรูปที่ 2.9 ซึ่งสาเหตุที่เขาได้นำเสนอการพล็อตเส้นกราฟแบบนี้เนื่องจากเขาพบว่าน้ำมีบทบาทอยู่ 4 ส่วน แบ่งได้เป็น 4 ช่วงที่มีผลทำให้ดินเกิดความหนาแน่นแห้งสูงสุด และทำให้โครงสร้างของดินบดอัดมีความแตกต่างกันโดยมีรายละเอียดแต่ละช่วง



รูปที่ 2.12 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้น นำเสนอโดย Hogentogler

1. Hydration Stage เขากล่าวว่าในช่วงนี้ น้ำจะถูกดูดซึมโดยอนุภาคของดินในลักษณะเป็นแผ่นฟิล์มบางๆ ห่อหุ้มอนุภาคดิน ในลักษณะเดียวกับเมื่อพรมน้ำลงไปบนดินแห้ง ในช่วงแรกอนุภาคดินจะดูดซึมน้ำทันทีเพื่อไปห่อหุ้มอนุภาคดินก่อน โดยน้ำส่วนกลางที่จะทำหน้าที่เป็นสารหล่อลื่นนั้นยังไม่มี

2. Lubrication Stage ในช่วงนี้ น้ำจะมีบทบาทเป็นสารหล่อลื่น เป็นผลให้ดินเกิดการจัดเรียงตัวกันใหม่ในลักษณะที่มวลดินมีความแน่นขึ้น โดยยังคงมีอากาศอยู่ในมวลดินบางส่วน นั่นหมายถึงความหนาแน่นแห้งมีค่าเพิ่มขึ้นจนกระทั่งเมื่อถึงจุดปริมาณน้ำที่เหมาะสม (optimum moisture content; OMC) จะทำให้ค่าความหนาแน่นแห้งมีค่าสูงสุด (maximum dry density)

3. Swelling Stage ในช่วงนี้เกิดจากการเติมน้ำที่เกินปริมาณน้ำที่เหมาะสม อากาศในส่วนที่มีอยู่จะไม่มีเปลี่ยนแปลง เนื่องจากปริมาตรของมวลดินมีค่าน้อยอยู่แล้ว และอยู่ในสภาพที่แน่น ซึ่งจะไม่ให้อากาศที่มีอยู่ออกไป ดังนั้นเมื่อเติมน้ำเข้าไปอีก มวลดินจึงเกิดการบวมตัวในขณะที่ปริมาตรอากาศคงที่ที่อากาศที่มีอยู่ออกไป ดังนั้นเมื่อเติมน้ำเข้าไปอีก มวลดินจึงเกิดการบวมตัวในขณะที่ปริมาตรอากาศคงที่

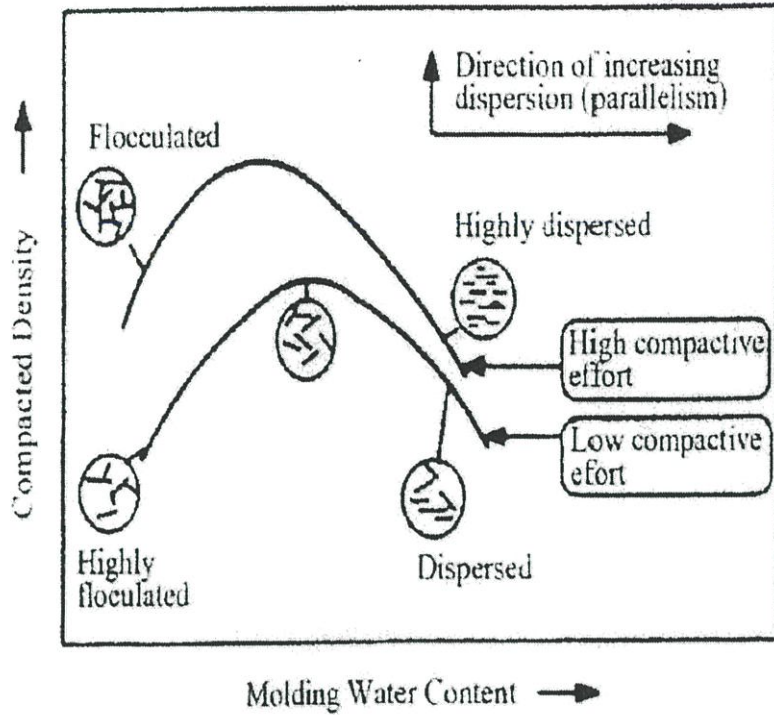
4. Saturation Stage ในช่วงนี้ เมื่อเติมน้ำเข้าไปอีก น้ำจะเข้าไปแทนที่อากาศในช่องว่างที่เหลืออยู่ในมวลดิน เป็นผลให้ระดับความอิ่มตัว (degree of saturation) เพิ่มขึ้น และมีแนวโน้มเข้าใกล้เส้นอากาศเป็นศูนย์ (Zero Air Void; ZAV)

ดังที่ Hogentogler ได้อธิบายไว้ข้างต้น มักจะประยุกต์ใช้โดยตรงกับดินเหนียวเป็นส่วนใหญ่ เช่นเดียวกับ Proctor

### 2.5.3 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Lambe (1985)

เขาได้เริ่มนำผลจากการดูโครงสร้างภายในดินเปรียบเทียบกับความหนาแน่นแห้งของดินที่บดอัด โดยเขาสนใจว่าคุณสมบัติของดินที่บดอัดทางด้านเปียกและทางด้านแห้งมีความแตกต่างกันเกิดจากสาเหตุใด เขาสังเกตจากปัจจัยหลายๆ อย่างพบว่า ในความเป็นจริงแล้ว การบดอัดในสนามไม่สามารถบดอัดดินให้ได้ความหนาแน่นแห้งสูงสุด ดังนั้นในการเติมน้ำจะมีช่วงหนึ่งที่เมื่อเติมน้ำเข้าไปในช่วงนี้แล้วคุณสมบัติทางด้านวิศวกรรมเป็นไปตามที่ต้องการ แต่เมื่อเติมน้ำเกินช่วงนี้ไปเป็นช่วงที่เขาไม่แนะนำ ซึ่งเขาให้เหตุผลจากการพิจารณาโครงสร้างภายในของดินเหนียวพบว่า ในช่วงการบดอัดดินทางด้านแห้ง ลักษณะโครงสร้างของดินจับตัวกันเป็นกระจุก โดยเมื่อพิจารณาที่ความชื้นเดียวกัน การใช้พลังงานบดอัดต่ำ ความเป็นกระจุกของดินมีมาก และจะน้อยลงเมื่อใช้พลังงานการบดอัดที่สูงเป็นผลให้โครงสร้างของดินชิดกันมากขึ้นด้วย เมื่อเติมน้ำเข้าไปโดยที่พลังงานคงที่ สังเกตเห็นว่าโครงสร้างของดินแน่นขึ้น อัตราส่วนช่องว่างลดลงจนกระทั่งเกินจุด OMC ลักษณะการจัดเรียงตัวของโครงสร้างดินจะเป็นแบบขนานกันมากขึ้น เมื่อความชื้นยิ่งมากขึ้น ความเป็นระเบียบของโครงสร้างดินก็ยิ่งมากขึ้นตาม การที่โครงสร้างดินจัดเรียงตัวกันในแนวขนานถือว่าไม่ดี เพราะว่าเป็นระนาบที่อ่อนแอที่สุด โดยสรุปแล้วเขาพยายามตอบคำถามว่าทำไมจุดที่มีความหนาแน่นแห้งเท่ากันแต่ปริมาณน้ำไม่เท่ากัน เมื่อเขาใช้กล้องจุลทรรศน์ส่องดูพบว่า การบดอัดดินในด้านแห้งมีผลทำให้โครงสร้างดินเป็นแบบประกระระกะ (flocculated structure) ในทางตรงกันข้าม เมื่อเติมน้ำเกินจุด OMC เป็นการบดอัดทางด้านเปียก มีผลทำให้โครงสร้างดินเป็นแบบขนาน (dispersed structure) ดังแสดงในรูปที่ 2.10 เมื่อพิจารณาที่ความหนาแน่นแห้งเท่ากัน โดยเปรียบเทียบดินบดอัดทางด้านแห้งกับดินบดอัดทางด้านเปียก พบว่า

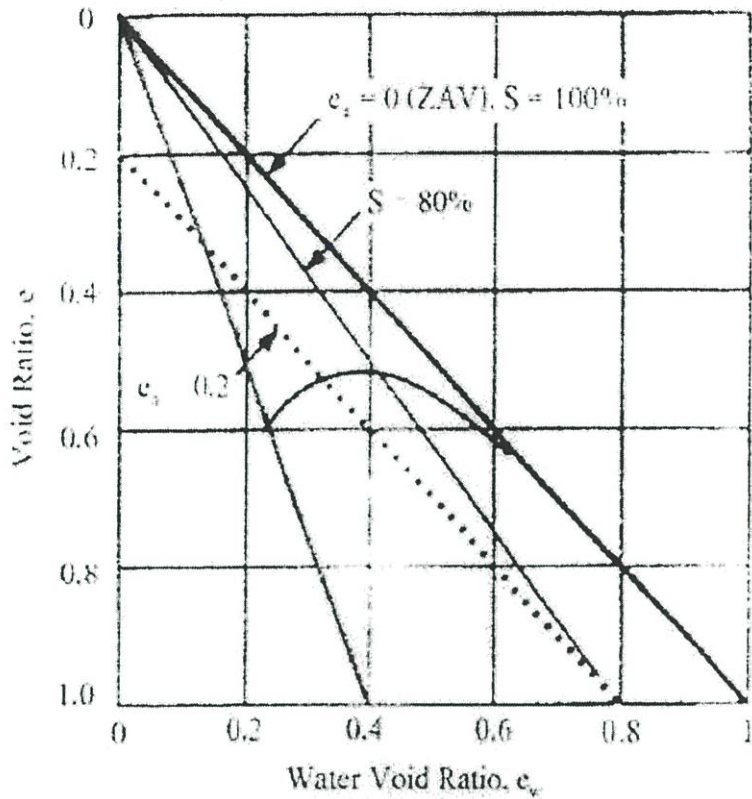
- กำลังของดินสูงกว่า เนื่องจากความเครียด (Strain) ของดินต่ำกว่า
- ค่าความซึมได้ของน้ำสูงกว่า เนื่องจากในมวลดินมีช่องว่างมากกว่า
- มีการหดตัวน้อยกว่า เนื่องจากปริมาณน้ำในมวลดินมีน้อยกว่า
- มีค่าการบวมตัวมากกว่า เนื่องจากมีช่องว่างที่น้ำสามารถสัมผัสกับพื้นผิวได้มากกว่า



รูปที่ 2.13 ผลกระทบของการบดอัดดินที่มีต่อโครงสร้างดิน

#### 2.5.4 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Hilf (1956)

เขาได้นำเสนอแนวความคิดใหม่ โดยวางอยู่บนพื้นฐานของแรงดันน้ำในช่องว่าง (Pore Water Pressure) และแรงดันอากาศในช่องว่าง (Pore Air Pressure) ที่มีอยู่ในมวลดินที่บดอัด เขากล่าวไว้ว่า ดินแห้งเป็นดินที่บดอัดได้ยาก เนื่องจากภายในมวลดินมีแรงเสียดทานมากซึ่งเกิดจากแรงคาพิลลารี อย่างไรก็ตาม ในช่วงที่ดินมีความแห้งมากๆ มวลดินจะมีช่องว่างอยู่มาก การบดอัดจึงไปไล่อากาศให้ออกไปได้อย่างรวดเร็ว เมื่อเติมน้ำเพิ่มขึ้นแรงตึงผิวก็จะลดลง ทำให้แรงเสียดทานลดลงด้วย โดยความแน่นจะค่อยๆ เพิ่มขึ้นเรื่อยๆ ตามปริมาณน้ำที่เติมเข้าไปจนกระทั่งถึงปริมาณน้ำที่เหมาะสม (OMC) ก็จะได้ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด (Maximum Dry Density) เขากล่าวว่า ประสิทธิภาพที่น้อยลงไปจากการบดอัดเมื่อเติมน้ำเลยจุด OMC เนื่องจากอากาศถูกกักเอาไว้และเกิดการสะสมกันเป็นแรงดันอากาศในมวลดิน เขาได้เสนอเส้นกราฟการบดอัดโดยการพล็อตความสัมพันธ์ระหว่างอัตราส่วนช่องว่าง (Void Ratio;  $e$ ) และอัตราส่วนน้ำในช่องว่าง (Water Void Ratio;  $ew$ ) ดังแสดงในรูปที่ 2.5



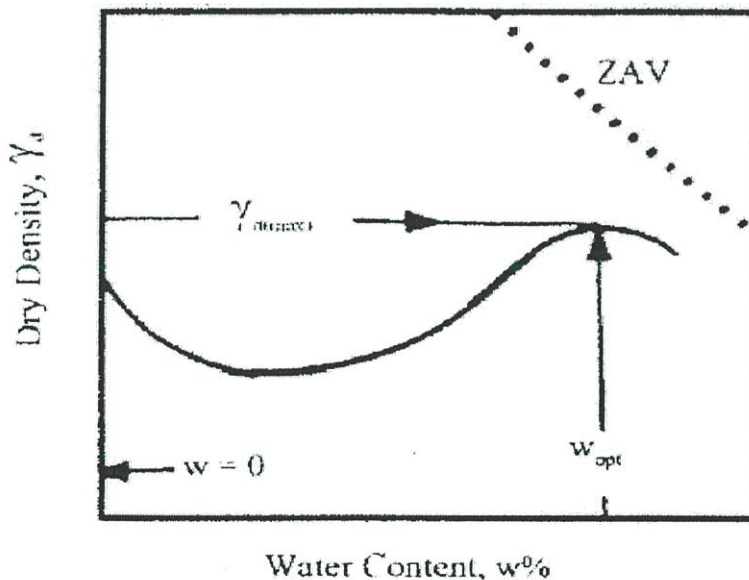
รูปที่ 2.14 ผลของการบดอัดดิน นำเสนอโดย Hilf

โดยพบว่า ที่จุด OMC ค่าอัตราส่วนช่องว่างจะมีค่าน้อยที่สุด โดยจุดเริ่มต้นของเส้นกราฟเป็นจุดที่ค่าอัตราส่วนช่องว่างมาก และมีค่าระดับความอิ่มตัวน้อย เมื่อบดอัดไปก็จะได้ค่าอัตราส่วนช่องว่างที่น้อยที่สุด ซึ่งจุดนี้สามารถหาค่าสัดส่วนของอากาศได้ด้วย และพบว่าที่ค่าความหนาแน่นแห้งสูงสุด ค่าระดับความอิ่มตัวจะมีค่ามากกว่าหรือเท่ากับร้อยละ 80 วิธีของ Hilf ทำให้ง่ายต่อการหาค่าระดับความอิ่มตัวที่จุดต่างๆ บนเส้นกราฟการบดอัด และสามารถหาปริมาณอากาศที่ความชื้นต่างๆ ได้ด้วย

### 2.5.5 ทฤษฎีการบดอัดดินของ Buchanan (1942)

เขาได้อธิบายเส้นกราฟการบดอัดของดินเม็ดหยาบ โดยเขาพบว่า นอกจากจุดที่มีความหนาแน่นแห้งสูงสุดที่ปรากฏบนเส้นกราฟการบดอัดแล้ว ก่อนถึงด้านแห้งของการบดอัดจะมีจุดที่แสดงถึงค่าความหนาแน่นแห้งต่ำสุดดังแสดงในรูปที่ 2.4 ซึ่งเขาได้อธิบายถึงช่วงที่ดินมีความหนาแน่นแห้งลดลงจนถึงจุดที่มีความหนาแน่นแห้งต่ำสุดว่า ถ้าหากเริ่มบดอัดดินเม็ดหยาบที่แห้งมากๆ หรือดินที่มีปริมาณความชื้นเท่ากับศูนย์ เมื่อเติมน้ำเข้าไปในช่วงแรกจะทำให้ความหนาแน่นแห้งลดลงจนถึงจุดความหนาแน่นแห้งต่ำสุด เมื่อเลยจุดนี้ไปก็จะเข้าสู่เส้นกราฟการบดอัดปกติ ซึ่งถ้าสังเกตจากเส้นกราฟพบว่า เมื่อเปรียบเทียบความหนาแน่นแห้งที่จุดปริมาณความชื้นเท่ากับศูนย์กับจุดที่ความหนาแน่นแห้งสูงสุด จะมีช่วงความแตกต่างกันค่อนข้างน้อย และเขาได้กล่าวในเชิงวิชาการไว้ว่า สำหรับกรณีของทรายที่มีความแห้งมากๆ เมื่อเติมน้ำในช่วงแรก อนุภาคดินจะจับตัวกันด้วยแผ่นฟิล์มบางๆ ของน้ำในลักษณะคล้ายกระจกของก้อนดินหรือทรายรอบตัวเอง ที่เรียกว่า Arching Effect

ซึ่งเป็นผลทำให้เกิดช่องว่างในมวลดินมากขึ้น โดย Arching Effect จะพัฒนาขึ้นเรื่อยๆ จนถึงจุดที่ความหนาแน่นแห้งต่ำสุด ดังนั้นปฏิกิริยาของน้ำที่เติมในช่วงแรกๆ จะแตกต่างจากกรณีของ Hogentrogler และ Proctor เนื่องจากดินทรายไม่มีประจุลบ ดังนั้นเมื่อเติมน้ำจะเกิดแรงตึงผิวทำให้เกิดแรงยึดแน่นปรากฏ (apparent cohesion) และเมื่อเติมน้ำมากขึ้น แผ่นฟิล์มจะมีความหนาขึ้น มีผลทำให้ Arching Effect ลดน้อยลงไป เป็นผลให้แรงดึงดูดของแรงตึงผิวลดลงตามลำดับ แล้วอนุภาคดินก็เริ่มจัดเรียงตัวกันใหม่ และหลังจากนั้นก็จะเป็นไปตามทฤษฎีที่ได้กล่าวไปแล้วแต่เขาได้ให้ความหมายของ OMC ต่างจากคนอื่น กล่าวคือ OMC คือ น้ำที่มีอยู่พอดีในมวลดินบดอัดที่ทำให้ดินอยู่ในสภาพที่ไปสลายแรงตึงผิวพอดี ที่เรียกว่า neutralizes surface tension และเมื่อมีพลังงานบดอัดมากกระทำ จึงทำให้ทรายจัดเรียงตัวกันใหม่ ทำให้ทรายแน่นขึ้น จนสุดท้ายถึงจุดที่ความหนาแน่นแห้งสูงสุด เมื่อน้ำสูงขึ้นเกิน OMC ดินก็จะอ่อนตัวลง เป็นผลให้ความหนาแน่นแห้งลดลงโดยสรุปแล้ว ในการบดอัดดินทราย การที่จะให้ได้ความหนาแน่นแห้งค่อนข้างดี คือช่วงที่ทรายแห้งมากๆ และช่วงความชื้นที่ค่อนข้างไปทางด้านเปียกไปแล้ว



รูปที่ 2.15 ความสัมพันธ์ระหว่างความหนาแน่นแห้งและปริมาณความชื้น นำเสนอโดย Buchanan

### 2.5.6 อิทธิพลความลึกและพลังงานเนื่องจากการบดอัด

ในการพิจารณาอิทธิพลความลึกเนื่องจากการบดอัด ต้องคำนึงถึงน้ำหนักและความสูงที่ยกตู่มน้ำหนัก Lukas (1986) , [9] ได้ปรับปรุงสมการของ Menard and Broise (1975) , [10] ได้ตั้งสมการที่ 2.1

$$D_{max} = n\sqrt{WH} \quad (2.15)$$

- เมื่อ  $D$  = อิทธิพลความลึกเนื่องจากการบดอัด, เมตร  
 $W$  = น้ำหนักของตุ้ม, ตัน  
 $H$  = ความสูงที่ยกตุ้มน้ำหนัก, เมตร  
 $n$  = ค่าสัมประสิทธิ์ของดิน (0.3-0.5 สำหรับดินเหนียว, 0.5-1 สำหรับดินทราย)

ในการพิจารณาพลังงานที่ใช้ในการบดอัด เพื่อที่จะนำไปออกแบบตัวแปรเบื้องต้นสำหรับการปรับปรุงคุณภาพดิน จะใช้ค่าเฉลี่ยของพลังงานที่คำนวณได้จากสมการที่ 2.2

$$AE = \frac{NWHHP}{S^2} \quad (2.16)$$

- เมื่อ  $AE$  = พลังงานที่ใช้ต่อหนึ่งหน่วยพื้นที่, ตัน/เมตร  
 $N$  = จำนวนครั้งที่ปล่อยตุ้มน้ำหนักต่อจุด  
 $W$  = น้ำหนักของตุ้ม, ตัน  
 $H$  = ความสูงที่ยกตุ้มน้ำหนัก, เมตร  
 $P$  = Number of Passes = 1  
 $S$  = ระยะห่างระหว่างท่อระบายน้ำในแนวดิ่ง, ตารางเมตร

## 2.6 ทฤษฎี CONSOLIDATION

ดินอิมตัวเมื่อรับน้ำหนักหรือแรงกดอัด เช่น น้ำหนักจากดินที่อยู่เหนือชั้นขึ้นไป หรือน้ำหนักจากฐานรากของโครงสร้างอาคาร ปริมาตรของมันก็ลดลง แต่เนื่องจากทั้งเนื้อดินและน้ำที่อยู่ในช่องว่างถือว่าไม่สามารถยุบอัดตัวลงได้ (Incompressible) ดังนั้น ปริมาตรที่เปลี่ยนไปจะเกิดขึ้นก็ต่อเมื่อน้ำในช่องว่างระหว่างเม็ดดินสามารถระบายออกไปได้ ทำให้ช่องว่างลดลง เม็ดดินเคลื่อนตัวเข้าใกล้กัน กระบวนการเช่นนี้เรียกว่า การยุบอัดตัวของดิน (Consolidation)

ขนาดของการยุบอัดตัวของดินขึ้นอยู่กับคุณสมบัติของดินที่เรียกว่า “ความสามารถในการยุบอัดตัว” (Compressibility) ส่วนอัตราในการยุบอัดตัวของดินขึ้นอยู่กับ “ความสามารถในการไหลซึมผ่านได้ของน้ำในดิน” (Permeability) เมื่อรวมความสามารถในการยุบอัดตัวของดินและความสามารถในการไหลซึมผ่านได้ของน้ำในดินเข้าด้วยกัน ก็จะเป็นคุณสมบัติของดินที่เรียกว่า สัมประสิทธิ์ของการยุบอัดตัวของดิน (Coefficient of Consolidation)

### 2.6.1 ทฤษฎีการยุบอัดตัวของดิน

เนื่องจากชั้นดินเหนียวที่มีการยุบอัดตัวเกิดขึ้นนั้น ส่วนใหญ่จะอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน ดังนั้นจึงสมมติว่าดินเหนยวนั้นอิมตัว จากรูปแสดงถึงการเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างกาการยุบอัดตัวของดิน

สมมติให้ชั้นดินเหนียวอยู่ใต้ระดับน้ำใต้ดิน ที่ระดับใดๆในชั้นดินนี้ แรงดันประสิทธิผลจะหาได้จากสมการ

$$\sigma = \sigma' + u \quad (2.17)$$

เมื่อ  $\sigma$  = แรงดันในแนวตั้งทั้งหมด (Total vertical pressure)

$\sigma'$  = แรงดันประสิทธิผล (Effective stress หรือ Intergranular pressure)

$u$  = แรงดันน้ำ (Neutral stress หรือ Pore-water pressure)

แรงดันของดินในสมการนี้จะเป็นรูป (ก) เมื่อน้ำหนักกด  $P$  กระทำต่อดินอิมตัว ในทันทีทันใด น้ำหนักกดทั้งหมดนี้จะถูกรับโดยน้ำ ดังนั้นสมการแรงดันประสิทธิผลจะเป็น

$$(\sigma + p) = \sigma' + (u + p) \quad (2.18)$$

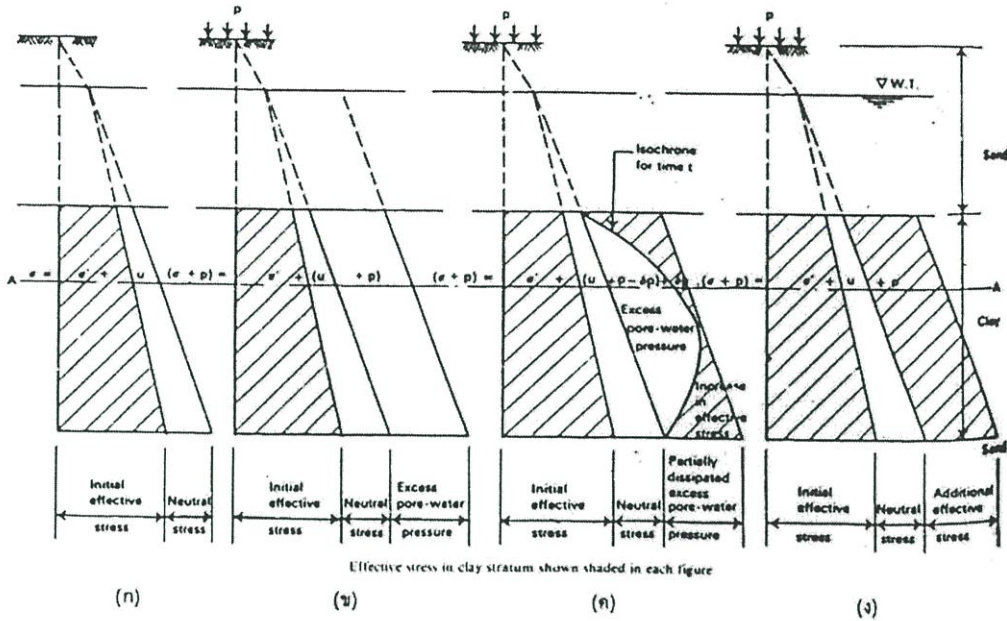
แรงดันของดินในสมการนี้จะเป็นรูป (ข) ในกรณีนี้ น้ำจะถูกรับแรงดัน  $p$  และแรงดันจำนวนนี้จะเริ่มถูกขจัดออก ในชั้นทราย ซึ่งอยู่บนชั้นดินเหนียวนี้จะถูกขจัดออกอย่างรวดเร็วมาก เนื่องจากความสามารถในการยอมให้น้ำไหลซึมผ่านของทรายสูง ในชั้นดินเหนียวแรงดันนี้จะถูกขจัดออกช้ามาก เนื่องจากความสามารถในการยอมให้น้ำไหลซึมผ่านของดินเหนียวต่ำ แต่ที่เส้นขอบเขตระหว่างดินเหนียวกับทรายจะถูกขจัดออกได้เร็วเช่นกัน ส่วนในเนื้อดินเหนียวเองแทบจะขจัดไม่ได้เลย ดังนั้นหลังจากช่วงเวลา  $t$  แรงดันส่วนเกิน (Excess pore-water pressure) นี้ จะถูกขจัดออกไปหมดที่เส้นขอบเขต และแรงดันนี้จะถ่ายทอดไปยังเนื้อดินเป็นแรงดันประสิทธิผล สมการแรงดันประสิทธิผลภายหลังเวลา  $t$  จะเขียนได้เป็น

$$(\sigma + p) = (\sigma' + \delta p) + (u + p - \delta p) \quad (2.19)$$

แรงดันของดินในสมการนี้จะเป็นรูป (ค) การเพิ่มแรงดันประสิทธิผลนี้ ทำให้ดินเกิดการยุบอัดตัวขึ้นการยุบอัดตัวของดินจะสิ้นสุดเมื่อแรงดันน้ำส่วนเกินทั้งหมดถูกถ่ายทอดไปยังเนื้อดินและสมการแรงดันประสิทธิผลจะเป็น

$$(\sigma + p) = (\sigma' + p) = u \quad (2.20)$$

ซึ่งแรงดันน้ำส่วนเกินทั้งหมดจะถูกขจัดออกไป และแผนผังแรงดันเขียนได้ดังรูป (ง)



รูปที่ 2.16 การเปลี่ยนแปลงแรงดันระหว่างการยุบตัวของดิน

2.6.2 ข้อสมมติฐานของทฤษฎีการยุบตัวของดิน

1. ดินเหนียวจะต้องอิ่มตัว
2. น้ำสามารถระบายออกได้ในแนวตั้งเท่านั้น
3. กฎของดาร์ซี ใช้ได้เฉพาะกับดินพวกเม็ดละเอียด
4. เนื้อดินไม่สามารถยุบตัวลงได้
5. หน่วยแรงทั้งหมดที่กระทำบนระนาบนอนใดๆ จะต้องคงที่ตลอดเวลาระหว่างการยุบตัวของดิน
6. ดินเหนียวไม่สามารถขยายตัวทางด้านข้างได้

2.6.3 วิเคราะห์การทรุดตัวของดิน

1. การทรุดตัวของชั้นดินเกิดจากน้ำหนักบรรทุกทุกแบ่งออกเป็น 3 ประเภท
  - 1.1. การทรุดตัวในสภาพไม่ระบายน้ำ ซึ่งโดยทั่วไปจะมีค่าน้อยเกิดจากสมบัติยืดหยุ่นของดินปกติ
  - 1.2. การทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ครั้งแรกเกิดจากปริมาณน้ำหรืออากาศที่ถูบีบ ออกจากช่องว่างของมวลดินทำให้ปริมาตรของเม็ดดินลดลง
  - 1.3. การทรุดตัวแบบยุบตัวครั้งที่สองเป็นการทรุดตัวที่เกิดขึ้นหลังจากการทรุดตัวแบบอัดตัวคายน้ครั้งแรกโดยมวลดินจัดเรียงตัวของเม็ดดินใหม่
2. การยุบอัดตัวคายน้เป็นลักษณะที่ดินเมื่ออยู่ภายใต้แรงกดที่เพิ่มขึ้นจำนวนหนึ่งแรงกดที่เพิ่มขึ้นนี้ โดยน้ำที่อยู่ในเนื้อดินจะรับไว้ทั้งหมดในช่วงระยะเวลาแรกและระยะเวลาต่อมา น้ำจะเริ่ม

ไหลออกจากดินทำให้เกิดช่องว่างในเนื้อดินและเนื้อดินจะรับแรงกดดันน้ำที่ไหลออกไป เนื้อดินจึงเคลื่อนตัวชิดกัน จึงทำให้ดินยุบตัวลงจากสมมุติฐานการยุบอัดตัวอาจแบ่งสภาพการยุบอัดตัวออกได้เป็น 2 ลักษณะคือ

2.1. Primary Consolidation เป็นการยุบตัวเนื่องจากน้ำในดินไหลออกไปทำให้ดินรับแรงกดดันน้ำ จึงทำให้เนื้อดินเคลื่อนตัวชิดกันแทนช่องว่างที่น้ำไหลออกการยุบตัวลักษณะนี้จะเป็นแบบ Plastic Deformation

2.2. Secondary Compression จะเกิดหลังการยุบอัดตัวคายน้ำครั้งแรกอาจเกิดขึ้นจากเนื้อดินจัดเรียงตัวกันเองให้แน่นขึ้นทำให้ดินเกิดการยุบตัวลงอีกครั้ง

### 3. คุณสมบัติสำคัญทางการทรุดตัวมี 2 ประการ

3.1. อัตราความเร็วในการทรุดตัวคืออัตราเร็วของน้ำที่สามารถไหลออกจากชั้นดินขึ้นอยู่กับมวลดินมีความชุ่มน้ำมากน้อยเพียงใด ความสามารถในการซึมน้ำของดินระยะที่น้ำจะต้องซึมผ่านไปสู่จุดสมดุลจาก Terzaghi's Consolidation Theory ได้ดัชนีค่าซึ่งบ่งถึงคุณสมบัติเกี่ยวกับการทรุดตัวเรียกว่าดัชนีบ่งถึงสมบัติเกี่ยวกับการทรุดตัว (Coefficient of Consolidation),  $C_v$

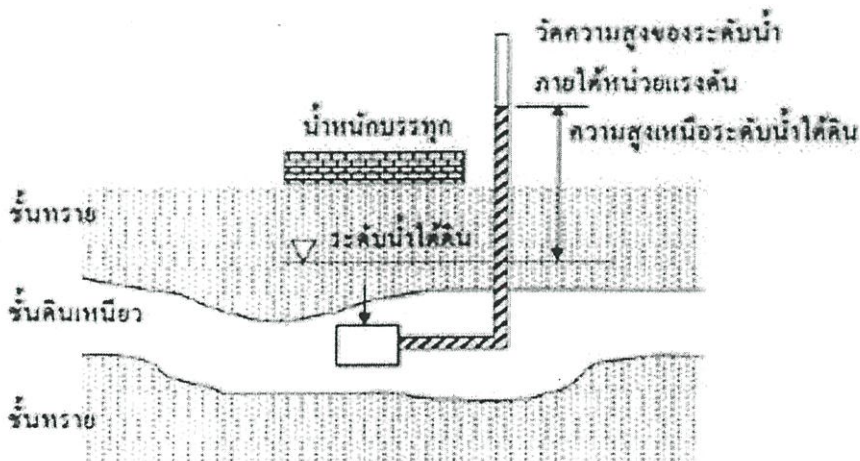
$$C_v = \frac{T_v H^2}{t} \quad (2.21)$$

เมื่อ  $C_v$  = ดัชนีบ่งถึงสมบัติเกี่ยวกับการทรุดตัว

$T_v$  = Time Factor เป็นค่าคงที่

$t$  = เวลาที่มีหน่วยเป็นวินาที

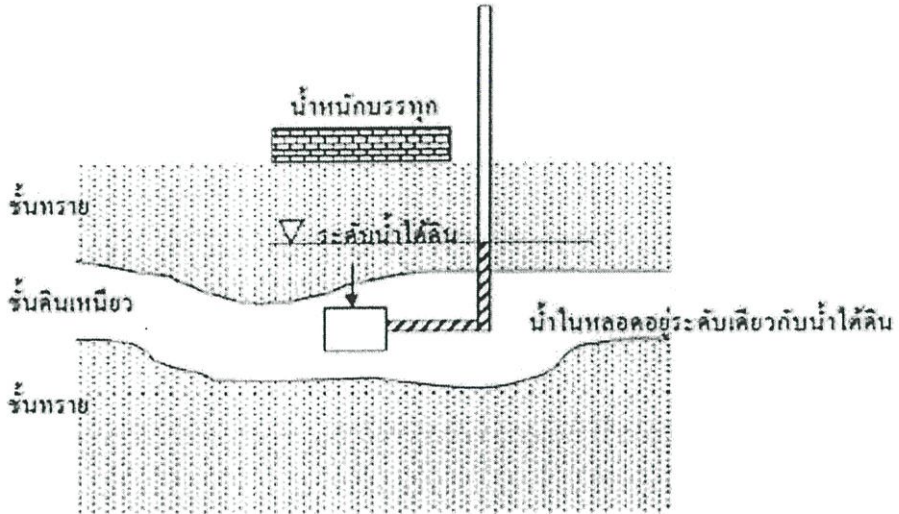
$H$  = ระยะไกลสุดที่น้ำในมวลดินจะต้องไหลออกมาสู่จุดสมดุล



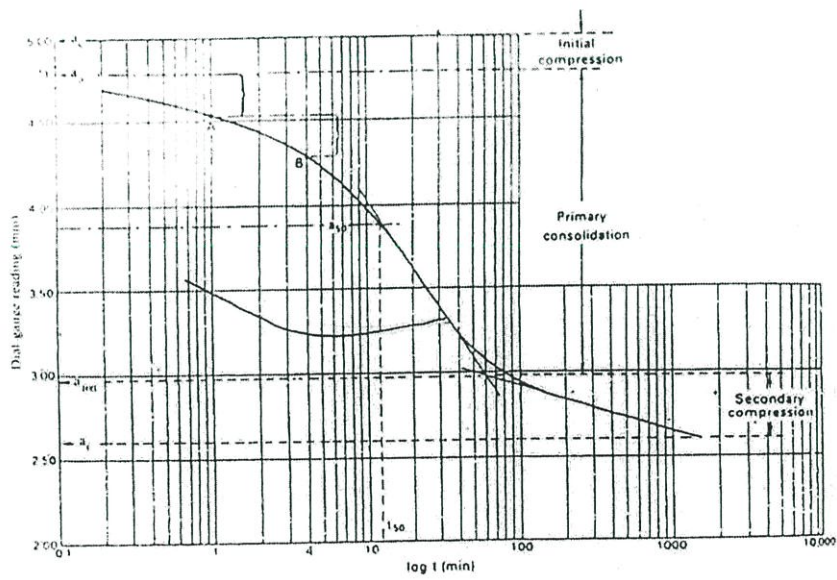
รูปที่ 2.17 หน่วยแรงดันสถิตของน้ำในชั้นดินเหนียวเมื่อน้ำหนักของฐานรากกระทำเป็นครั้งแรก

3.2. ปริมาณการทรุดตัวสูงสุดโดยดัชนีของการทรุดตัว (Compressibility Index),

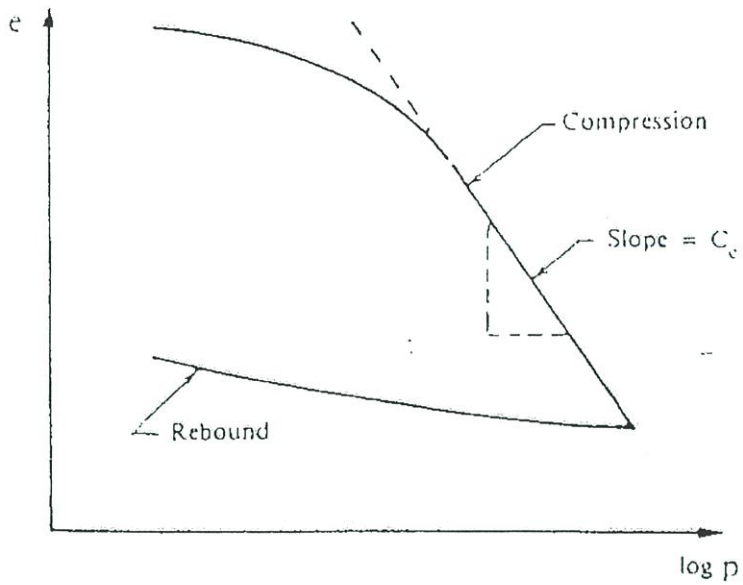
$C_c$



รูปที่ 2.18 หน่วยแรงดันสลิตของน้ำในชั้นดินเหนียวภายใต้การเกิด Consolidation 100%

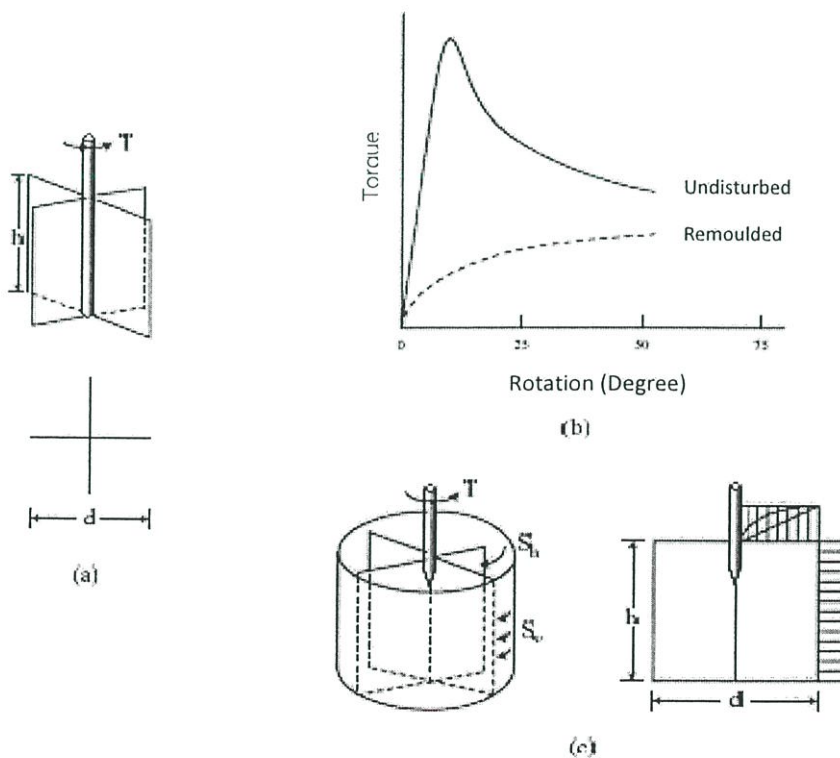


รูปที่ 2.19 The Log Time Method



รูปที่ 2.20 เส้นสัมพันธ์ระหว่าง  $e - \log P$

## 2.7 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด (Vane Shear Test)



รูปที่ 2.21 การทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด

- (a) เครื่องมือทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนโดยใช้ใบพัด
- (b) ผลทดสอบในสนาม
- (c) การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือน

การคำนวณกำลังต้านทานแรงเฉือนแบบไม่ระบายน้ำของดิน ค่าแรงบิด (T) จะมีค่าเท่ากับผลรวมของโมเมนต์ต้านทานแรงเฉือนตามผิวของดินทรงกระบอก ( $M_s$ ) และโมเมนต์ต้านทานที่ผิวบนและผิวล่างของใบพัด ( $M_e$ ) ดังสมการที่ 2.22

$$T = M_s + 2M_e = (\pi dh) S_v \left(\frac{d}{2}\right) + 2\left[\frac{\pi}{4} d^2 (\beta \times \frac{d}{2})\right] S_h \quad (2.22)$$

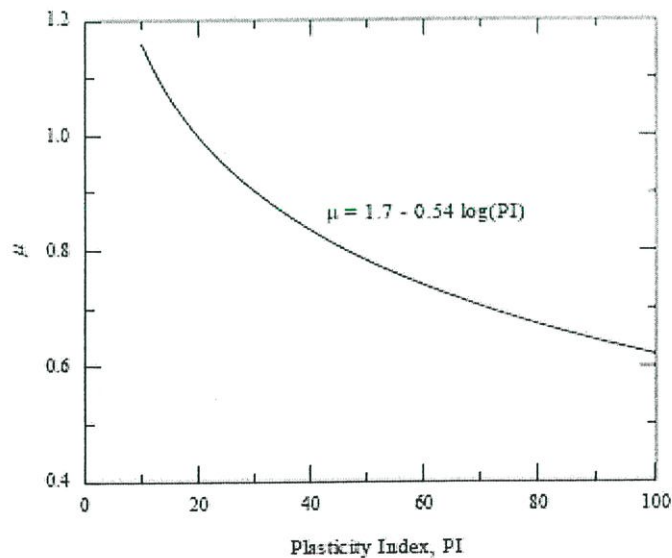
เมื่อ  $S_v, S_h$  คือ กำลังต้านทานแรงเฉือนของดินในแนวตั้งและแนวนอน ตามลำดับ

$\beta$  คือ ค่าคงที่ ขึ้นอยู่กับการกระจายของกำลังต้านทานแรงเฉือนที่ผิวบนและผิวล่างของใบพัด = 1/2, 3/5, และ 2/3 สำหรับการกระจายแบบสามเหลี่ยม พาราโบลา และสี่เหลี่ยมตามลำดับ

Bjerrum (1974), [11] ได้เสนอวิธีการปรับแก้ค่ากำลังต้านทานแรงเฉือน ซึ่งแปรผันตามชนิดของดิน (ดัชนีสภาพพลาสติก)

$$S_u(\text{corvane}) = \mu S_u(\text{vane shear}) \quad (2.23)$$

เมื่อ  $\mu$  คือตัวคูณปรับแก้ =  $1.7 - 0.54 \log(\text{PI})$

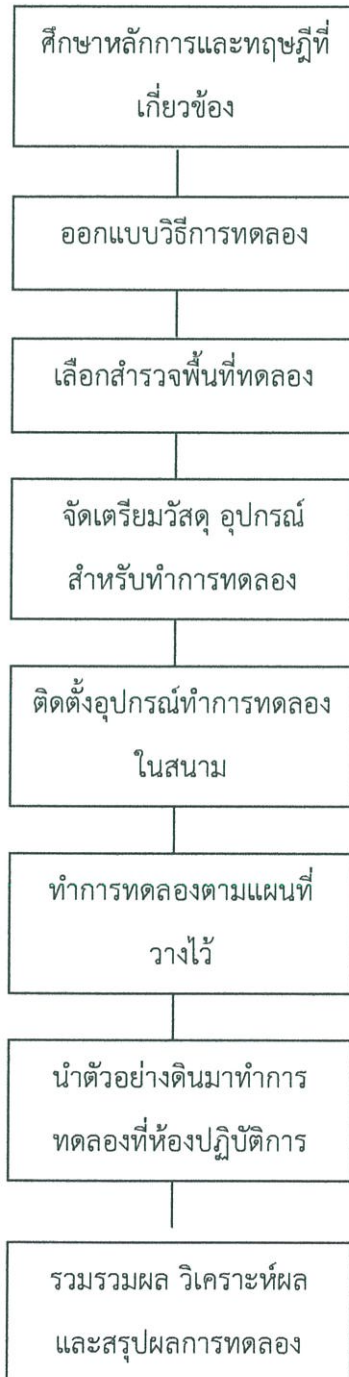


รูปที่ 2.22 ความสัมพันธ์ระหว่างค่าปรับแก้กำลังที่ได้จากการทดสอบกำลังต้านทานแรงเฉือนด้วยใบพัด และดัชนีสภาพพลาสติก

# บทที่ 3

## วิธีการดำเนินงาน

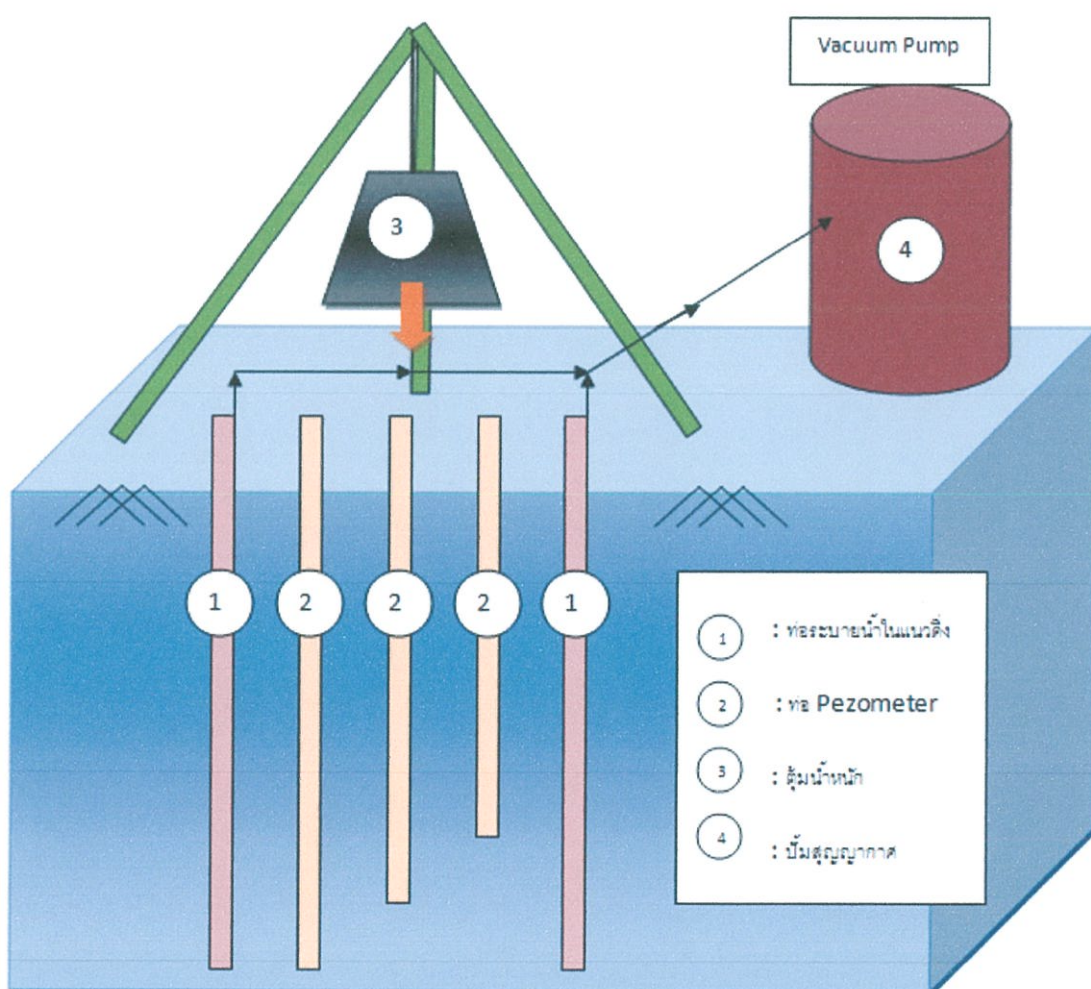
### 3.1 ผังการดำเนินงานวิจัย



รูปที่ 3.1 ผังการดำเนินงานวิจัย

### 3.2 แนวคิดในการออกแบบการทดลอง

การปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิค HVDM คือวิธีการหุบบดอัดเพื่อระบายน้ำออกจากมวลดิน ร่วมกับการดูดน้ำออกจากมวลดินด้วยระบบสุญญากาศ (Liang and Xu, 2010 Mustafa) แนวคิดในการออกแบบการทดลองครั้งนี้จะใช้ตุ้มน้ำหนัก 3.0 ตัน ขนาดหน้าตัด 50 เซนติเมตร ยกสูง 5 เมตร เป็นตัวหุบบดอัดดินแล้วดูดน้ำออก ในการทดลองจะมีการติดตั้ง 1. ท่อ Piezometer เพื่อวัดระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลงไป 2. บ่อ Observation well เพื่อคอยสังเกตการณ์ว่าระดับน้ำมีการเปลี่ยนแปลงอย่างไรในขณะทำการทดลอง หลังจากนั้นจะนำดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยเทคนิค HVDM กับดินที่ปรับปรุงคุณภาพด้วยการหุบบดอัดแบบไดนามิกอย่างเดียว มาเปรียบเทียบกับเพื่อดูค่ากำลังรับแรงเฉือน ค่าการทรุดตัว และแรงดันน้ำที่เปลี่ยนแปลงไปว่าจะมีแนวโน้มเปลี่ยนแปลงไปอย่างไร



รูปที่ 3.2 ผังการปรับปรุงดินด้วยวิธี HVDM

### 3.2.1 ตั้มน้ำหนัก

ตั้มน้ำหนักที่ถูกนำมาใช้ในการอัดแบบไดนามิกเพื่อเร่งให้น้ำถูกระบายออกมาจากมวลดิน โดยการใช้ตั้มน้ำหนักกระแทกลงบนผิวดิน ซึ่งในการทดลองครั้งนี้ใช้ตั้มน้ำหนัก 3.0 ตัน ขนาดหน้าตัด 50 เซนติเมตร



รูปที่ 3.3 รถปั้นจั่นพร้อมตั้มน้ำหนัก

### 3.2.2 ท่อระบายน้ำในแนวตั้ง (Pipe Vertical Drain)

ท่อระบายน้ำในแนวตั้ง เลือกใช้ท่อ PVC ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1 ¼ “(31.75 มิลลิเมตร) หนา 2 มิลลิเมตร ยาว 6 เมตร เจาะรูโดยรอบและหุ้มด้วยผ้าใยสังเคราะห์ (Geotextile) ดังรูปที่ 3.5



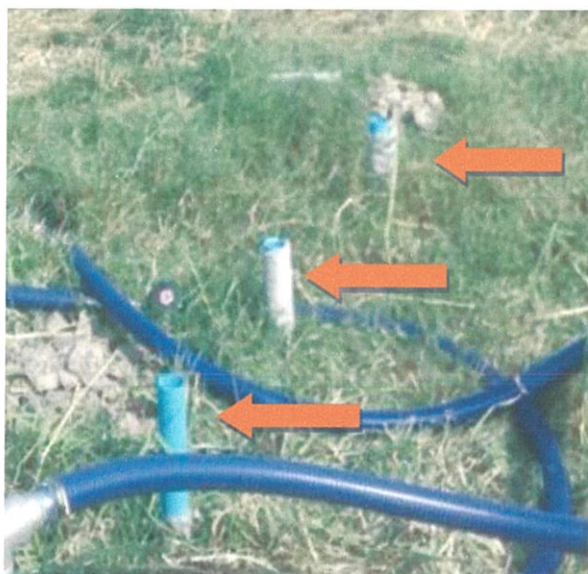
รูปที่ 3.4 ท่อระบายน้ำในแนวตั้งที่ดำเนินการเจาะรู



รูปที่ 3.5 ผ้าใยสังเคราะห์สำหรับหุ้มท่อเหล็ก

### 3.2.3 บ่อสังเกตระดับน้ำ ( Observation Well)

บ่อสังเกตระดับน้ำใช้ท่อ PVC ขนาดเส้นผ่านศูนย์กลาง 1 ½ “ยาว 4 เมตร เจาะรู โดยรอบและหุ้มด้วยผ้าใยสังเคราะห์ (Geotextile) เพื่อใช้สังเกตระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลงไปในระหว่างการทดลอง โดยใช้เครื่องมือวัดระดับน้ำพร้อมเทปวัดระยะ (Water Level Meter) ดังรูปที่ 3.7



รูปที่ 3.6 บ่อสังเกตระดับน้ำ



รูปที่ 3.7 เครื่องมือวัดระดับน้ำพร้อมเทปวัดระยะ ( Water Level Meter)

### 3.2.4 เครื่องสูบน้ำสุญญากาศ (Vacuum Pump)

ในการทดลองครั้งนี้เลือกเครื่องสูบน้ำสุญญากาศ รุ่น VK-120 Single – Stage Liquid Ring Vacuum Pump ดังรูปที่ 3.8 มีคุณสมบัติเครื่องดังตารางที่ 3.1 โดยได้ติดตั้งระบบเข้ากับถังความดัน (Pressure Tank) ความจุ 500 ลิตร

ตารางที่ 3.1 คุณสมบัติของเครื่องสูบน้ำสุญญากาศที่ใช้ในการทดลอง

Model	Capacity ( m <sup>3</sup> /hr )	Ultimate Pressure ( Torr )	Motor Power ( kW )	Service Water ( L/min )	Inter Port	Outlet Port	Weight ( kg )
VK-120	120	25	4	18	G 1 1/2"	68	68.0



รูปที่ 3.8 เครื่องสูบน้ำสุญญากาศ รุ่น VK – 120 Single – Stage Liquid Ring Vacuum Pump

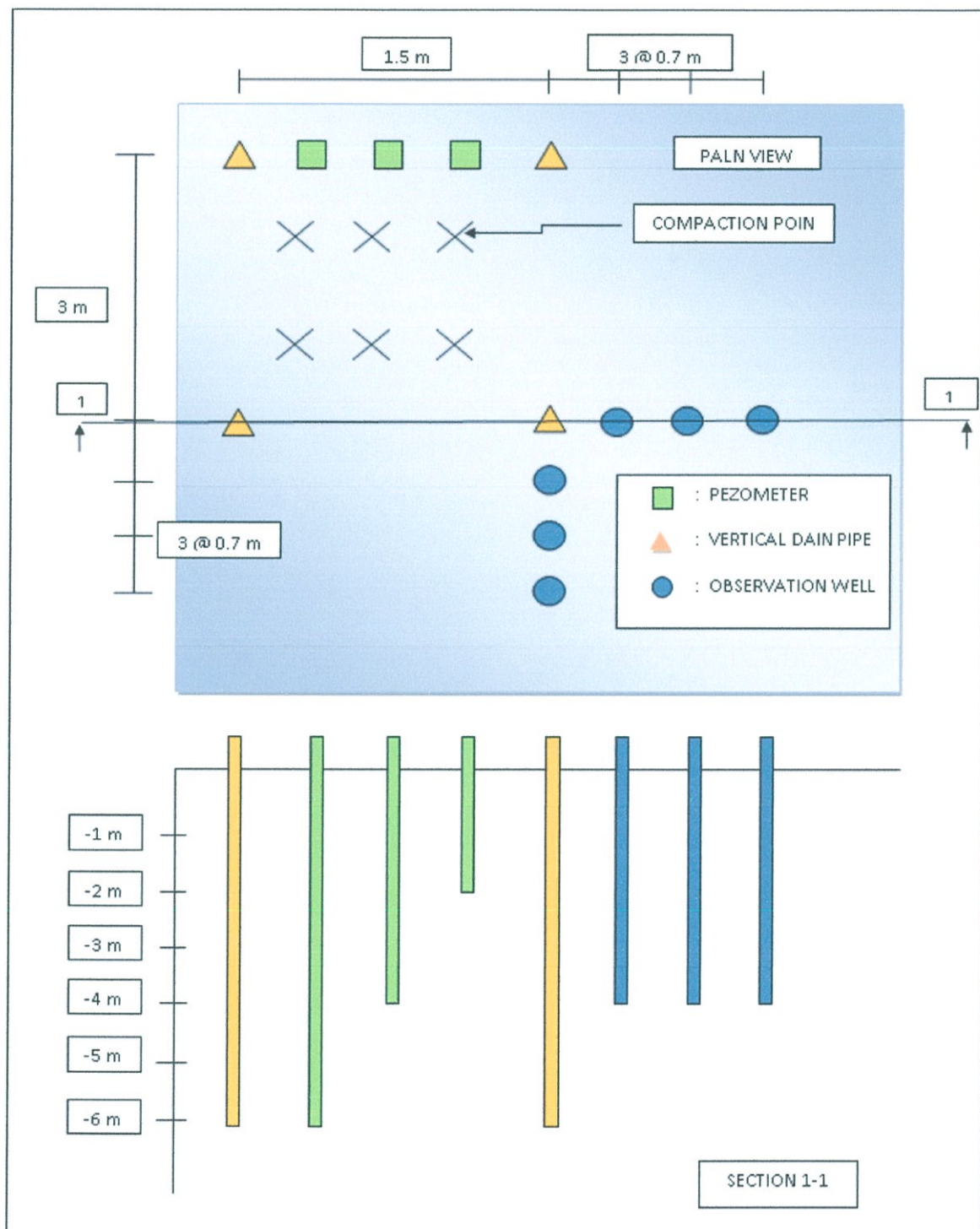


รูปที่ 3.9 ถังความดัน



รูปที่ 3.10 การต่อเครื่องสูบน้ำสุญญากาศเข้ากับถังความดัน

### 3.3 การติดตั้งอุปกรณ์ในแปลงการทดลอง

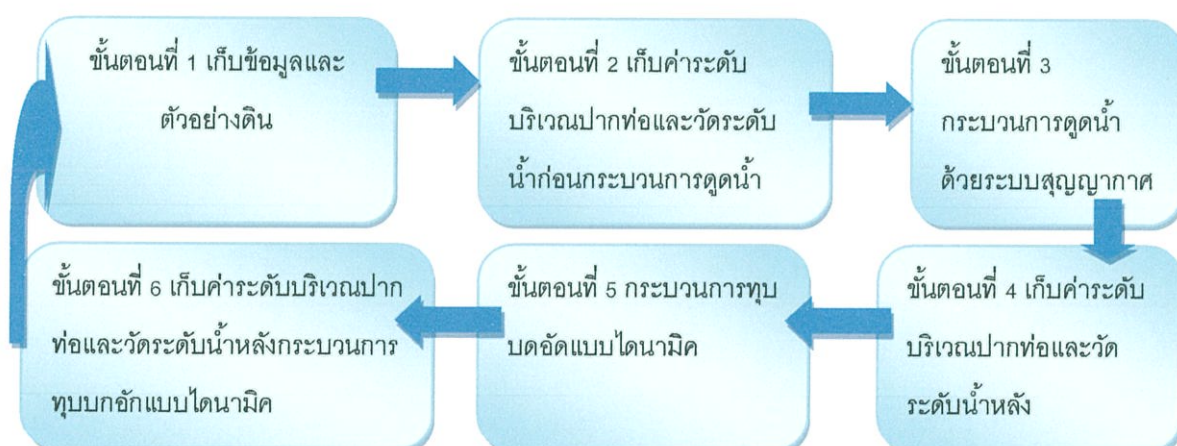


รูปที่ 3.11 แผนการติดตั้งอุปกรณ์ในการทดลอง

การติดตั้งอุปกรณ์ในแปลงการทดลองได้แสดงดังรูปที่ 3.10 ซึ่งแปลงการทดลองตั้งอยู่ที่บริเวณสนามบินสุวรรณภูมิ มีขนาด  $40 \times 40$  เมตร ได้ติดตั้งท่อพีซีเอ็มเตอร์ (สัญลักษณ์สี่เหลี่ยม) ที่ความลึกต่างๆ ได้แก่ 2 เมตร 4 เมตร และ 6 เมตรจากผิวดิน ตามลำดับ และท่อระบายน้ำในแนวตั้งจำนวน 4 ท่อ (สัญลักษณ์สามเหลี่ยม) ถูกติดตั้งลึกประมาณ 6 เมตรจากผิวดิน นอกจากนี้ยังมีบ่อสังเกตการณ์ (สัญลักษณ์วงกลม) จำนวน 6 บ่อติดตั้งห่างจากท่อระบายน้ำในแนวตั้ง 0.7, 1.4 และ 2.1 เมตรตามลำดับและมีความลึกแต่ละท่อ 4 เมตรจากผิวดิน ส่วนจุด X คือจุดที่ทำการหุบบดอัดแบบไดนามิก จะทำการหุบกระจายทั่วทั้งพื้นที่แปลงทดลอง

### 3.4 วิธีการทดลอง

#### 3.4.1 วิธีการทดลองที่แปลงการทดลอง



รูปที่ 3.12 ผังขั้นตอนการทดลอง

ตารางที่ 3.2 คุณสมบัติของเครื่องสูบน้ำสุญญากาศที่ใช้ในการทดลอง

รอบการทดลอง	กระบวนการทดลอง		หมายเหตุ
	ดูน้ำด้วยระบบสุญญากาศ	หุบดิน	
รอบที่ 1	3 ชั่วโมง	30 ครั้ง	เก็บตัวอย่างดินก่อนทดลอง
รอบที่ 2	3 ชั่วโมง	30 ครั้ง	
รอบที่ 3	3 ชั่วโมง	30 ครั้ง	เก็บตัวอย่างดินหลังทดลอง

### ขั้นตอนที่ 1 เก็บข้อมูลและตัวอย่างดินก่อนทดลอง

โดยจะทำการเก็บตัวอย่างดินที่ไม่ถูกรบกวน ( Undisturbed Soil Sampling) (รูปที่ 3.13) ที่ชั้นความลึกต่างๆเพื่อนำไปหาค่ากำลังรับแรงเฉือนแบบพกพา (Pocket Vane Shear Test) (รูปที่ 3.14) หน่วยน้ำหนักดิน (Total Unit Weight) และปริมาณน้ำในดิน (Water Content) (รูปที่ 3.15)



รูปที่ 3.13 การเก็บตัวอย่างดินแบบไม่ถูกรบกวน ( Undisturbed Soil Sampling)



รูปที่ 3.14 นำดินที่เก็บตัวอย่างมาทดสอบกำลังรับแรงเฉือน



รูปที่ 3.15 นำดินที่เก็บตัวอย่างมาทดสอบหาปริมาณน้ำในดิน ( Water Content)

ขั้นตอนที่ 2 เก็บค่าระดับบริเวณปากท่อระบายน้ำในแนวตั้งและวัดระดับน้ำก่อน  
กระบวนการตูดน้ำ

ขั้นตอนนี้จะเก็บค่าระดับบริเวณปากท่อระบายน้ำในแนวตั้ง ( รูปที่ 3.16 )  
และวัดระดับน้ำเพื่อเอาไว้เปรียบเทียบค่าระดับน้ำที่จะเปลี่ยนแปลงไปก่อนและหลังการทดลอง



รูปที่ 3.16 การเก็บค่าระดับบริเวณปากท่อระบายน้ำในแนวตั้ง

### ขั้นตอนที่ 3 กระบวนการดูน้ำด้วยระบบสุญญากาศ

ในขั้นตอนนี้จะใช้ระบบสุญญากาศในการดูน้ำออกจากดินผ่านท่อระบายน้ำในแนวตั้งที่ได้ติดตั้งไว้ ระยะเวลาในการดูน้ำของแต่ละรอบการทดลองแสดงไว้ในตารางที่ 3.2 โดยในขณะที่ทำการดูน้ำออกจากดินจะทำการวัดระดับน้ำที่เปลี่ยนแปลงไปในแต่ละช่วงเวลาต่างๆไว้ ดังแสดงในรูปที่ 3.17



รูปที่ 3.17 กระบวนการดูน้ำด้วยระบบสุญญากาศ

ขั้นตอนที่ 4 เก็บค่าระดับบริเวณปากท่อระบายน้ำในแนวตั้งและวัดระดับน้ำหลังกระบวนการดูน้ำ

ในขั้นตอนนี้จะมีวิธีการเหมือนขั้นตอนที่ 2 ดังรูปที่ 3.16

ขั้นตอนที่ 5 กระบวนการหุบดัดดินแบบไดนามิก

จำนวนการหุบดัดดินแบบไดนามิกแต่ละรอบการทดลองได้แสดงไว้ดังตาราง 3.2 โดยใช้ดุน้ำหนัก 3.0 ตัน ยกสูง 5 เมตร น้ำหนักถูกทิ้งอิสระตามแรงโน้มถ่วงของโลกดังรูปที่ 3.18



รูปที่ 3.18 กระบวนการทูลบอัดดินแบบไดนามิก

ขั้นตอนที่ 6 เก็บค่าระดับบริเวณปากท่อระบายน้ำในแนวตั้งและวัดระดับน้ำหลัง  
กระบวนการทูลบอัด

ขั้นตอนนี้จะมีวิธีการทดลองเหมือนกับขั้นตอนที่ 2 เพื่อเอาไว้เปรียบเทียบ  
ระดับดินที่จะเปลี่ยนแปลงไปหลังกระบวนการทูลบอัดแบบไดนามิก



รูปที่ 3.19 การเก็บระดับปากท่อหลังกระบวนการทูลบอัดแบบไดนามิก

### 3.4.2 วิธีการนำตัวอย่างดินไปทดสอบที่ห้องปฏิบัติการ

#### 1. การทดสอบหาปริมาณน้ำในมวลดิน ( Water Content)

เป็นการหาข้อมูลเบื้องต้นของตัวอย่างดิน เพื่อหาปริมาณความชื้นที่มีอยู่ในมวลดิน



รูปที่ 3.20 การหาปริมาณน้ำในมวลดิน ( Water content)

#### 2. การทดสอบหาหน่วยน้ำหนักของดิน ( Unit Weight)

จากการทดลองในครั้งนี้ได้ใช้วิธีนำเอาตัวอย่างดินที่ต้องการทดสอบหาหน่วยน้ำหนักของดินไปชั่งน้ำหนักแล้วมาเปรียบเทียบกับปริมาตรของวงแหวนConsolidation ที่สามารถทราบปริมาตรที่แน่นอนได้ โดยมีขั้นตอนดังนี้

- วัดปริมาตรของวงแหวน
- กัดดินใส่ในวงแหวน
- แล้วย่างวงแหวนที่มีดินไปชั่งน้ำหนัก
- ชั่งน้ำหนักวงแหวนที่ไม่มีดิน
- คำนวณหาหน่วยน้ำหนักของดิน



รูปที่ 3.21 การทดลองหาหน่วยน้ำหนักของดิน

### 3. การทดสอบหาความถ่วงจำเพาะของดิน ( Specific Gravity of Soil)

ค่าความถ่วงจำเพาะของดิน คือ ค่าที่แสดงให้เห็นว่าวัตถุนั้นมีความหนาแน่นเป็นกี่เท่า

ของน้ำ

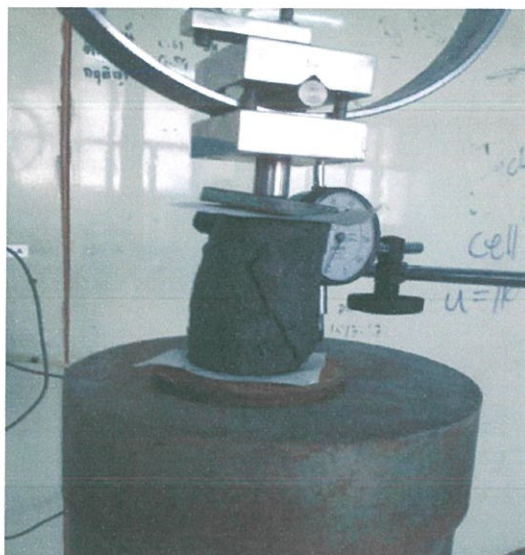


รูปที่ 3.22 การทดสอบหาความถ่วงจำเพาะของดิน

#### 4. การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน ( Unconfined compressive strength)

เป็นการนำดินมาทดสอบจนถึงจุดที่ดินเกิดการวิบัติแบบเฉือนเป็นระนาบ ดังรูปที่

3.23 ซึ่งจะเรียกค่าที่ได้จากการทดสอบครั้งนี้ว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน ( Shear strength)



รูปที่ 3.23 การทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน

#### 5. การทดสอบค่าการทรุดตัวของดิน (Consolidation)

เป็นการทดสอบเพื่อเปรียบเทียบว่าก่อนทำการปรับปรุงคุณภาพดินและหลังทำการปรับปรุงคุณภาพดิน ดินจะมีการทรุดตัวต่างกันหรือไม่



รูปที่ 3.24 การทดสอบหาค่าการทรุดตัวของดิน

## 6. การทดสอบหาขนาดของเม็ดดิน (Hydrometer)

เป็นการทดสอบหาขนาดของเม็ดเหนียว เนื่องจากเม็ดดินเหนียวมีขนาดเล็กจึงหาขนาดด้วยวิธีธรรมดาไม่ได้จึงต้องทำไฮโดรมิเตอร์



รูปที่ 3.25 การทดสอบหาขนาดของเม็ดดิน

## บทที่ 4

### การศึกษาและวิเคราะห์ผล

#### 4.1 กล่าวนำ

จากการทดสอบในสนามและได้ทำการเก็บตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯก่อนและหลัง ตามแผนงานที่ได้กำหนด ที่ความลึก 6 เมตรจากผิวดิน ในบริเวณต่างๆ ดังรูปที่ 4.1 เพื่อนำตัวอย่างดิน ไปหาคุณสมบัติของดินที่เปลี่ยนแปลงไปรวมถึงรวบรวมข้อมูลที่เกี่ยวข้อง และนำข้อมูลมาวิเคราะห์ผล โดยมีข้อมูลดังต่อไปนี้

##### 1) คุณสมบัติของดิน

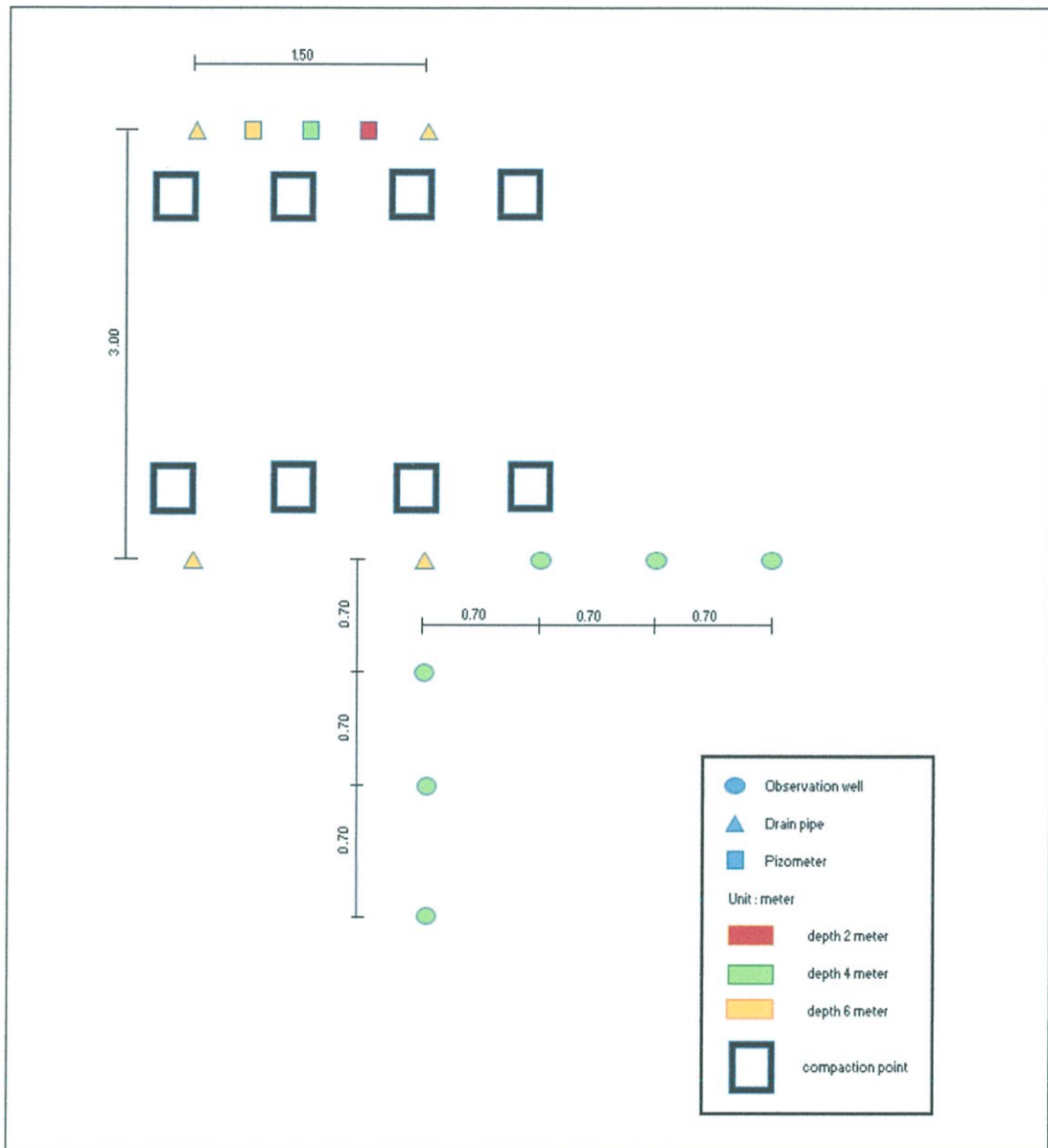
- ปริมาณน้ำในดิน (Water Content)
- พิกัดของอัลตะเบอร์ก (Altenburg's Limit)
- หน่วยน้ำหนักดิน (Total Unit Weight)
- ความถ่วงจำเพาะของดิน (Specific Gravity)
- กำลังรับแรงเฉือนด้วยเครื่องทดสอบแบบพกพา (Pocket Vane Shear Test)
- กำลังรับแรงเฉือน (Unconfined Compressive Strength)
- การบีบตัวคายน้ำของดิน (Consolidation Test)
- จำแนกขนาดเม็ดดิน (Classification with Hydrometer Test)

##### 2) ค่าระดับผิวดิน

##### 3) ค่าระดับน้ำใต้ดิน

#### 4.2 คุณสมบัติของดิน

จากการทดลองโดยหาค่าคุณสมบัติของดิน จากตัวอย่างดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯที่ทำการเก็บแบบ Undisturbed ที่ชั้นความลึก 6 เมตร จากระดับผิวดิน ทั้งก่อนและหลังการปรับปรุงดิน เพื่อนำไปหาค่าปริมาณน้ำในดิน (Water Content) หน่วยน้ำหนักดิน (Total Unit weight) หน่วยน้ำหนักดิน (unit weight) ความถ่วงจำเพาะของดิน (Specific Gravity) กำลังรับแรงเฉือนด้วยเครื่องทดสอบแรงเฉือนแบบพกพา (Pocket Vane Shear Test) กำลังรับแรงเฉือน (unconfined compressive strength) การบีบตัวคายน้ำของดิน (Consolidation Test) จำแนกขนาดเม็ดดิน (Classification with Hydrometer Test)

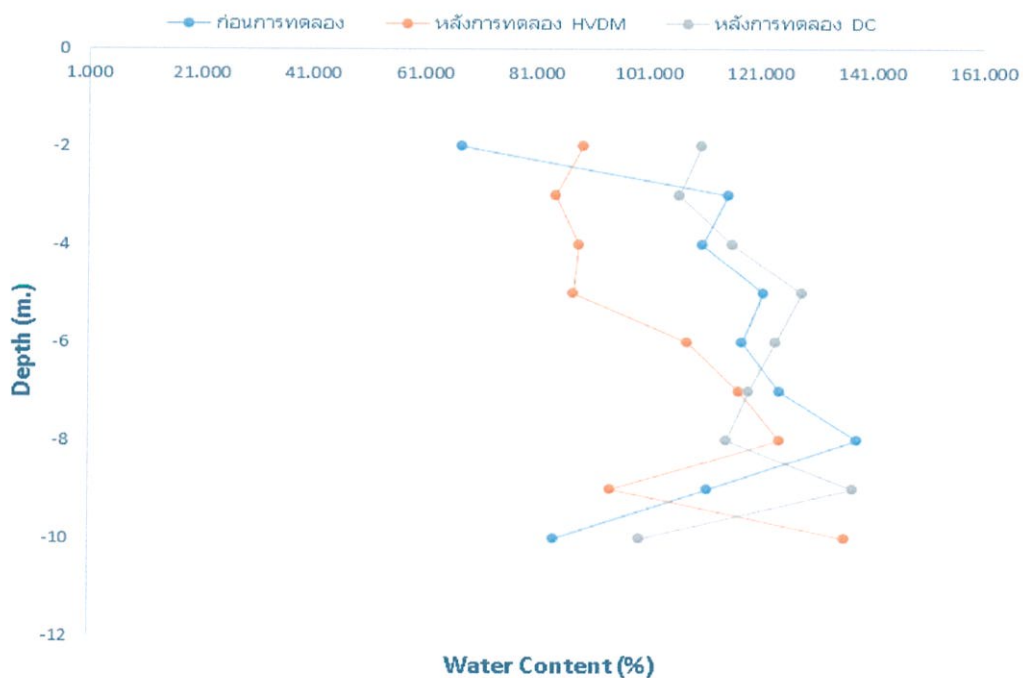


รูปที่ 4.1 แผนผังแสดงการติดตั้งอุปกรณ์ที่สนามทดลอง

#### 4.2.1 ปริมาณน้ำในดิน (Water Content)

ตารางที่ 4.1 ค่าปริมาณน้ำในดินที่เปลี่ยนแปลง

Depth (m)	Water Content (%)		
	ก่อนการทดลอง	หลังการทดลอง HVDM	หลังการทดลองDynamic Compaction
2.00 – 3.00	67.610	89.600	110.380
3.00 – 4.00	115.360	84.710	106.470
4.00 – 5.00	110.660	88.680	116.120
5.00 – 6.00	121.770	87.680	128.710
6.00 – 7.00	117.840	107.970	124.070
7.00 – 8.00	124.770	117.460	119.180
8.00 – 9.00	138.670	124.820	115.240
9.00 – 10.00	111.780	94.430	137.770
10.00 – 11.00	84.310	136.270	99.740



รูปที่ 4.2 ปริมาณความชื้นในดินที่เปลี่ยนแปลง

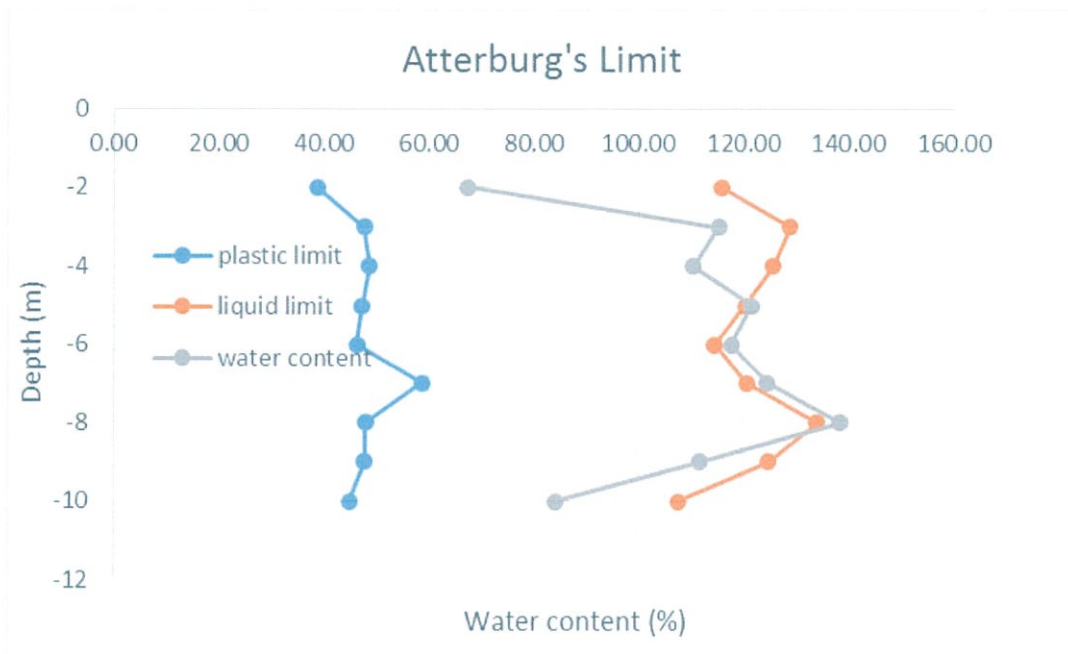
จะสังเกตได้ว่า การปรับปรุงดินแบบ HVDM ทำให้ค่าปริมาณน้ำในดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯลดลงมากกว่าการปรับปรุงดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯแบบ Dynamic Compaction เนื่องจากเทคนิค HVDM มีขั้นตอนในการระบายน้ำออกจากมวลดิน และปริมาณน้ำในดินหลังจากการปรับปรุงแบบ HVDM จะลดลงมาก ในระดับช่วงความลึก 2 m. ถึง 6 m. เฉลี่ย 20 % โดยลดลงมาก ณ จุดที่อยู่ใกล้ผิวดินเพราะแรงดูดสุญญากาศจะเกิดขึ้นมากบริเวณผิวดินและจะลดลงเมื่อความลึกเพิ่มขึ้น

#### 4.2.2 พิกัดของอัลตะเบอร์ก (Altenburg's Limit)

ตารางที่ 4.2 ค่าพิกัดของอัลตะเบอร์ก (Altenburg's Limit)

Depth (m.)	Plastic Limit	Liquid Limit	Water Content
2.00 – 3.00	38.850	115.950	67.610
3.00 – 4.00	47.860	129.170	115.360
4.00 – 5.00	48.860	125.850	110.660
5.00 – 6.00	47.460	120.490	121.770
6.00 – 7.00	46.520	114.640	117.840
7.00 – 8.00	58.680	120.860	124.770
8.00 – 9.00	48.110	134.220	138.670
9.00 – 10.00	47.980	125.030	111.780
10.00 – 11.00	45.090	107.760	84.310

จากการพิจารณาค่าพิกัดของอัลตะเบอร์ก สามารถบอกได้ว่า ดินส่วนมากเป็นดินเหนียวอ่อน โดยที่ระดับความลึก 5.00 m ถึง 8.00 m.สถานะของดินจะเป็นของเหลว

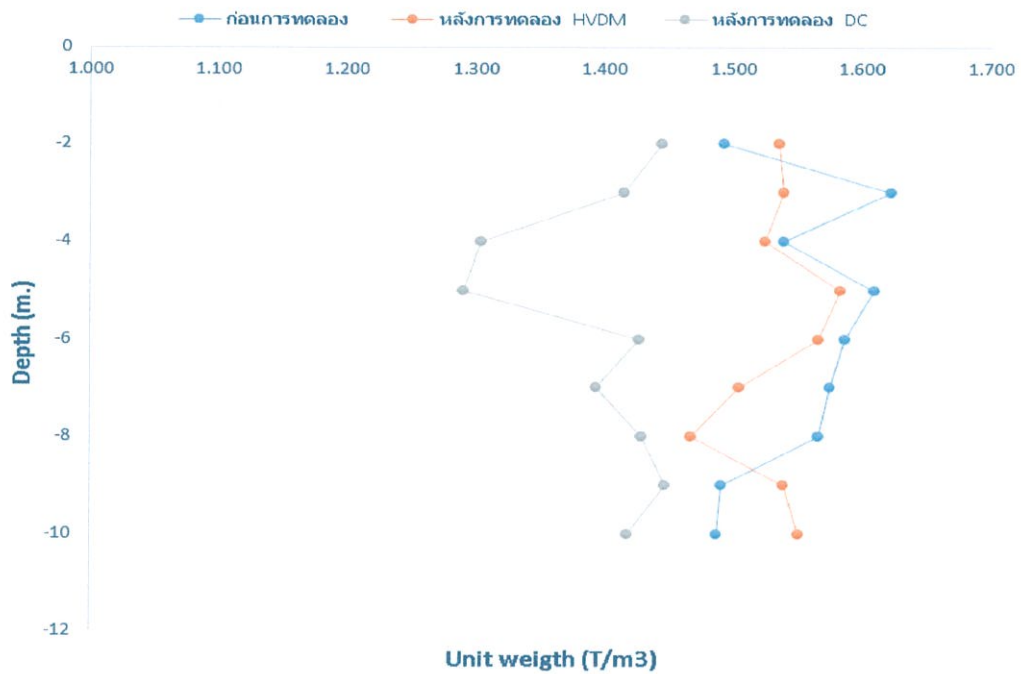


รูปที่ 4.3 ค่าพิกต์ของอัลเตเบอร์ก (Atterburg's Limit)

#### 4.2.3 หน่วยน้ำหนักดิน (Total Unit Weight)

ตารางที่ 4.3 ค่าหน่วยน้ำหนักดินที่เปลี่ยนแปลง

Depth (m)	Unit Weight (t/m <sup>3</sup> )		
	ก่อนการทดลอง	หลังการทดลอง HVDM	หลังการทดลอง Dynamic Compaction
2.00 – 3.00	1.493	1.536	1.445
3.00 – 4.00	1.623	1.540	1.416
4.00 – 5.00	1.540	1.525	1.304
5.00 – 6.00	1.610	1.584	1.291
6.00 – 7.00	1.588	1.567	1.428
7.00 – 8.00	1.576	1.505	1.394
8.00 – 9.00	1.567	1.468	1.430
9.00 – 10.00	1.491	1.540	1.448
10.00 – 11.00	1.488	1.551	1.419



รูปที่ 4.4 ค่าหน่วยน้ำหนักดินที่เปลี่ยนแปลง

จากการทดลอง ค่าหน่วยน้ำหนักดินของดินที่ได้ทำการปรับปรุงแล้ว ของทั้งสองวิธี มีค่าลดลงจากดินเดิม เนื่องจากดินถูกรบกวน (Disturb) ในขั้นตอนการทำ Compaction ของการปรับปรุงดินทั้งสองวิธี ทำให้มีอากาศเข้าไปแทรกในเนื้อดิน ค่า Unit Weight จึงลดลง

#### 4.2.4 ความถ่วงจำเพาะของดิน (Specific Gravity)

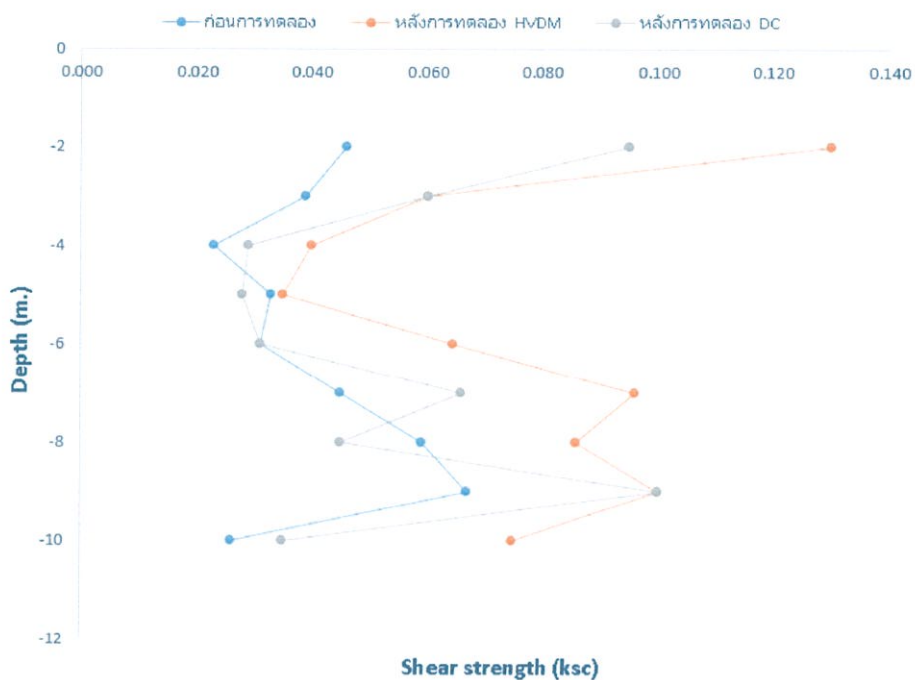
ตารางที่ 4.4 ค่าความถ่วงจำเพาะของดิน

Sample Depth(m)	GS
2.00-2.45	2.709
3.00-3.45	2.553
4.00-4.45	2.612
5.00-5.45	2.503
6.00-6.45	2.604
7.00-7.45	2.681
8.00-8.45	2.593
9.00-9.45	2.675
10.00-10.45	2.645

#### 4.2.5 กำลังรับแรงเฉือนด้วยเครื่องทดสอบแรงเฉือนแบบพกพา (Pocket Vane Shear Test)

ตารางที่ 4.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนด้วยเครื่องทดสอบแรงเฉือนแบบพกพาที่เปลี่ยนแปลง

Depth (m)	pocket vane shear test (ksc)		
	ก่อนการทดลอง	หลังการทดลอง HVDM	หลังการทดลอง Dynamic Compaction
2.00 – 3.00	0.046	0.130	0.095
3.00 – 4.00	0.039	0.060	0.060
4.00 – 5.00	0.023	0.040	0.029
5.00 – 6.00	0.033	0.035	0.028
6.00 – 7.00	0.031	0.065	0.031
7.00 – 8.00	0.045	0.096	0.066
8.00 – 9.00	0.059	0.086	0.045
9.00 – 10.00	0.067	0.100	0.100
10.00 – 11.00	0.026	0.075	0.035

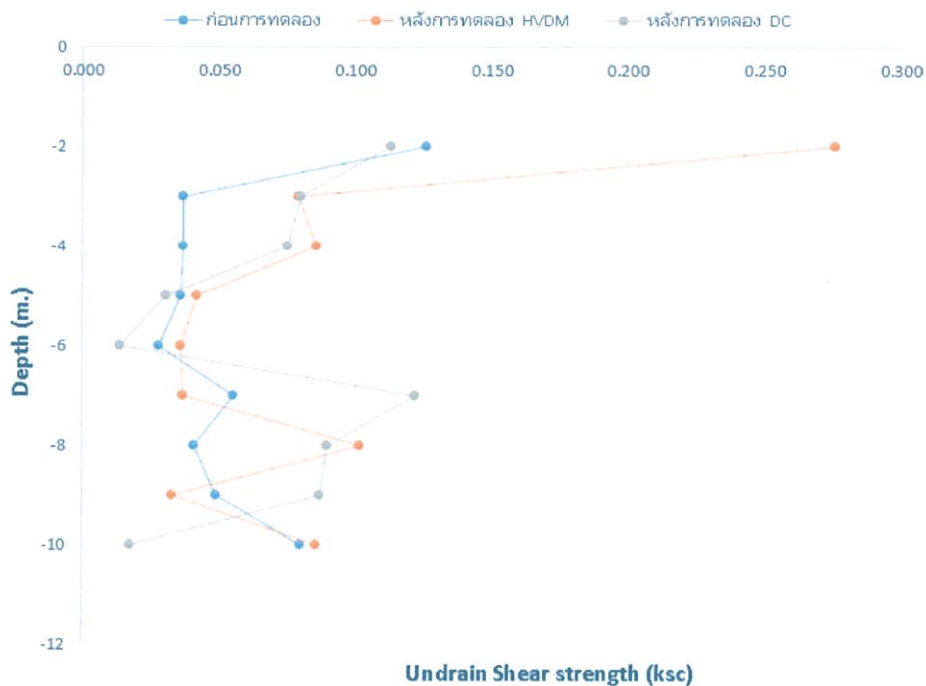


รูปที่ 4.5 ค่ากำลังรับแรงเฉือนด้วยเครื่องทดสอบแรงเฉือนแบบพกพาที่เปลี่ยนแปลง

#### 4.2.6 กำลังรับแรงเฉือน (Unconfined Compressive Strength)

ตารางที่ 4.6 ค่ากำลังรับแรงเฉือนจากการทดสอบ Unconfined ที่เปลี่ยนแปลง

Depth (m)	Unconfined Compressive Strength (ksc)		
	ก่อนการทดลอง	หลังการทดลอง HVDM	หลังการทดลอง Dynamic Compaction
2.00 – 3.00	0.126	0.276	0.113
3.00 – 4.00	0.037	0.079	0.080
4.00 – 5.00	0.037	0.086	0.075
5.00 – 6.00	0.036	0.042	0.031
6.00 – 7.00	0.028	0.036	0.014
7.00 – 8.00	0.055	0.037	0.122
8.00 – 9.00	0.041	0.102	0.090
9.00 – 10.00	0.049	0.033	0.087
10.00 – 11.00	0.080	0.086	0.018



รูปที่ 4.6 ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เปลี่ยนแปลง

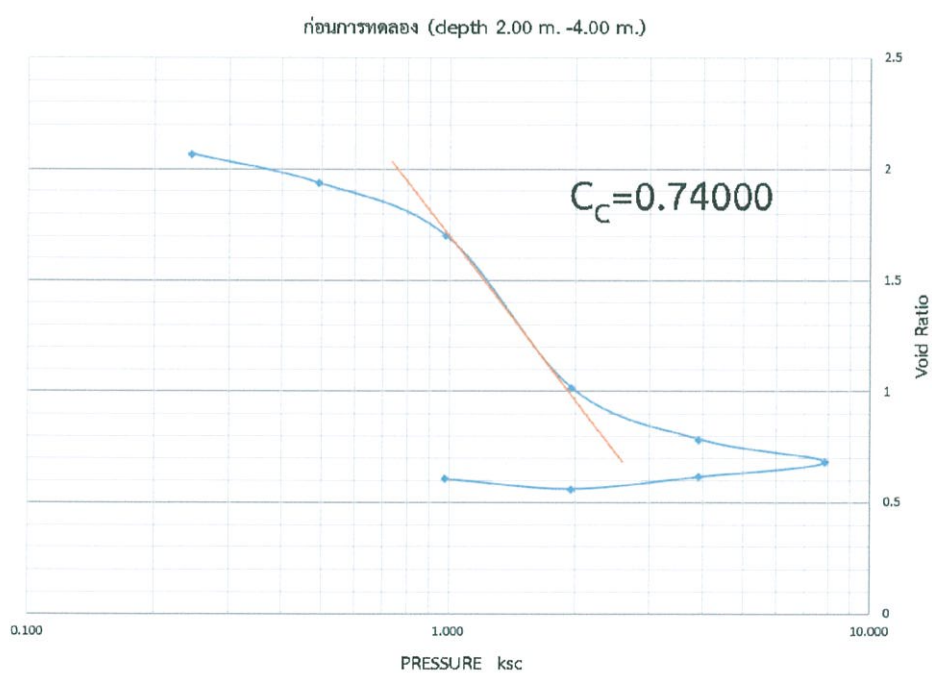
ค่ากำลังรับแรงเฉือนของดิน ที่ได้จากเครื่องวัดแรงเฉือนแบบพกพา ( Pocket Vane Shear ) และวิธี Unconfined หลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิค HVDM และ Dynamic Compaction เรียบร้อยแล้ว พบว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินมีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นในช่วงความลึก 6 m. จากผิวดิน โดยเทคนิค HVDM มีแนวโน้มของค่ากำลังรับแรงเฉือนที่เพิ่มขึ้นมากในช่วง 3m. จากผิวดิน เพราะอิทธิพลจากขั้นตอนในการระบายน้ำและจะมีค่าน้อยลงเมื่อความลึกมากขึ้น ซึ่งค่ากำลังรับแรงเฉือนของดินจากเทคนิค HVDM จะมีการเปลี่ยนแปลงในทิศทางที่สูงขึ้นมากกว่าเทคนิค Dynamic Compaction เนื่องจากการดูดน้ำออกจากมวลดิน

#### 4.2.7 การบีบตัวคายน้ำของดิน (Consolidation Test)

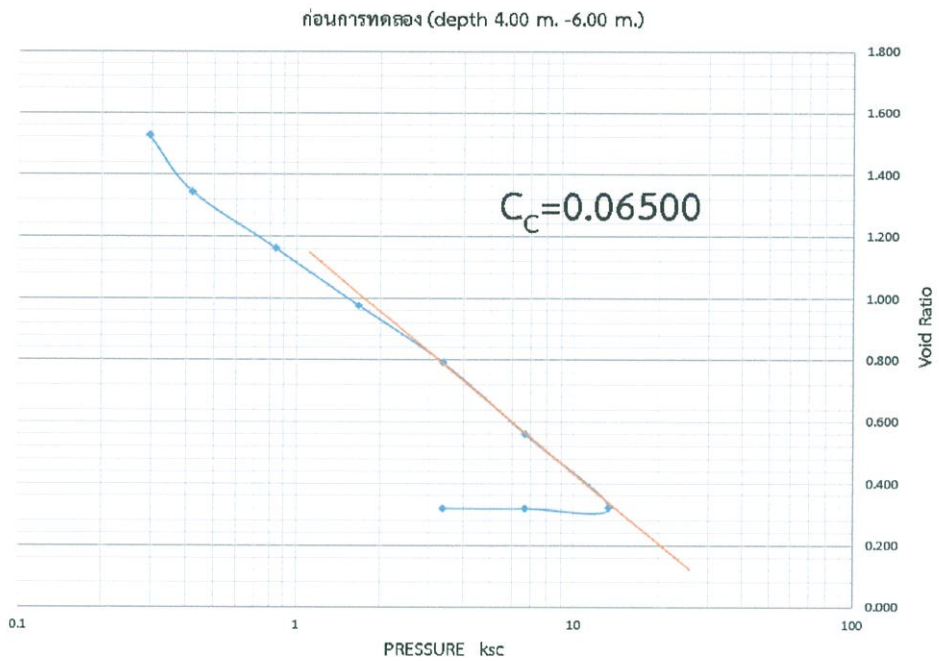
จากการนำตัวอย่างดินในสนามมาทดสอบการบีบตัวคายน้ำ (Consolidation Test) ในห้องปฏิบัติการ เพื่อหาค่าสัมประสิทธิ์การยุบตัวของดิน (Coefficient of Consolidation,  $C_v$ ) และค่าระยะเวลาที่ใช้ในการยุบตัวของดิน 90% ( $t_{90}$ ) ซึ่งมีค่าเฉลี่ยในแต่ละชั้นความลึก ดังตาราง

ตารางที่ 4.7 ตารางค่า  $C_v$  และ  $t_{90}$ 

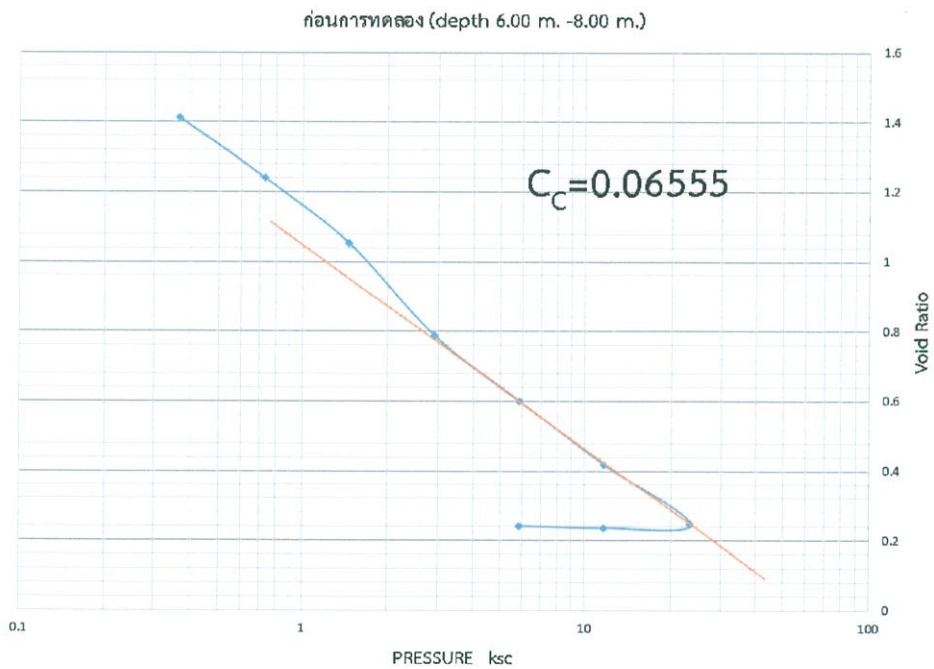
Depth (m.)	ก่อนการทดลอง		หลังการทดลอง HVDM		หลังการทดลอง Dynamic Compaction	
	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /sec)	$t_{90}$ (day)	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /sec)	$t_{90}$ (day)	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /sec)	$t_{90}$ (day)
2.00-4.00	0.020803	46.720	0.00821	118.390	0.01080	89.990
4.00-6.00	0.011354	85.600	0.03935	24.700	0.00745	130.49
6.00-8.00	0.002294	423.65	0.01502	64.702	0.01302	74.650
8.00-10.00	0.001476	65.860	0.01652	58.820	0.00063	1551.500



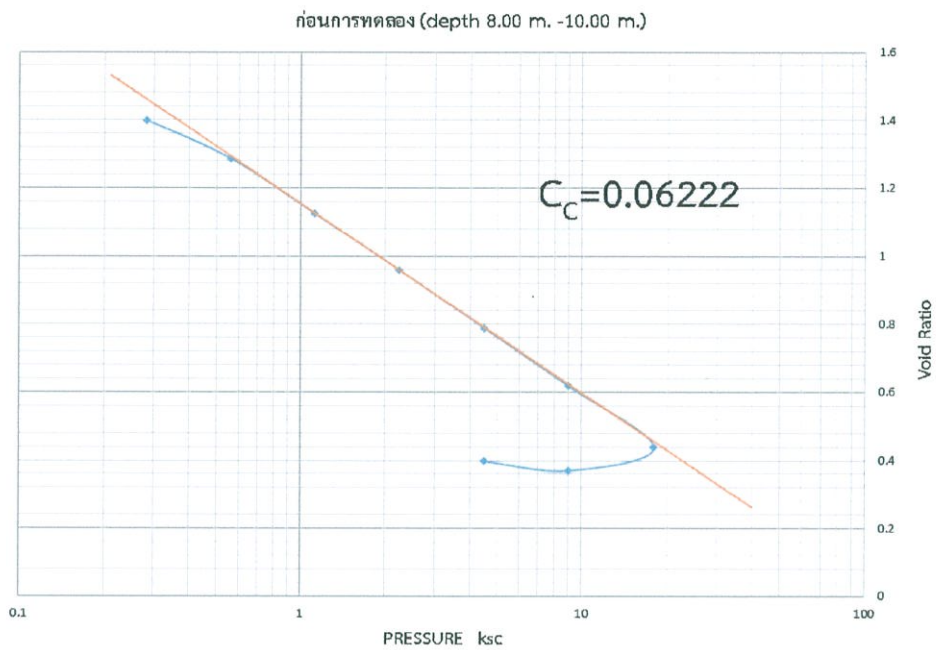
รูปที่ 4.7 ผลการทดลอง CONSOLIDATION ก่อนการทดลองที่ความลึก 2.00 เมตรจากระดับผิวดิน



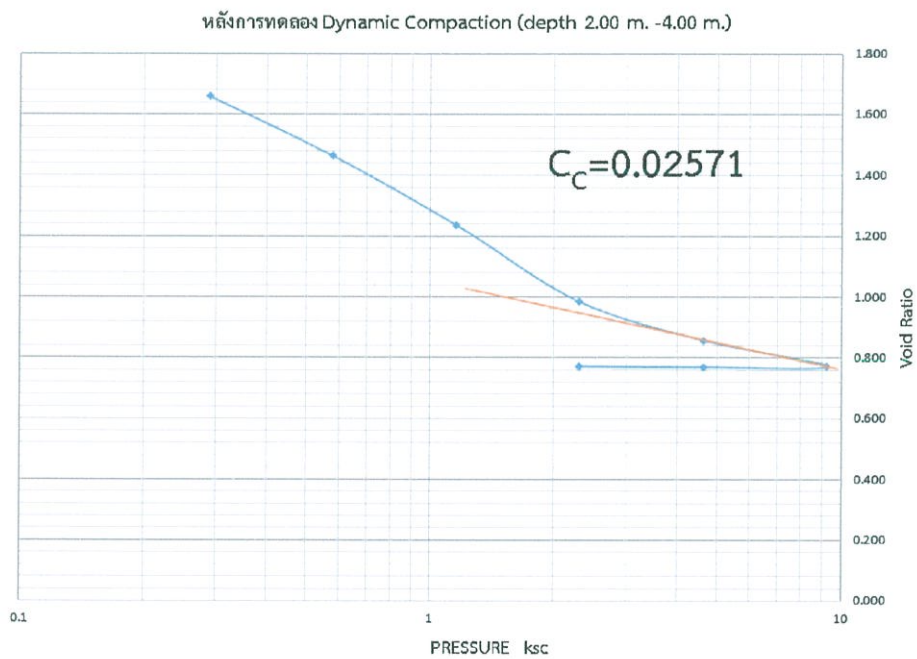
รูปที่ 4.8 ผลการทดลอง CONSOLIDATION ก่อนการทดลองที่ความลึก 4.00 เมตรจากระดับผิวดิน



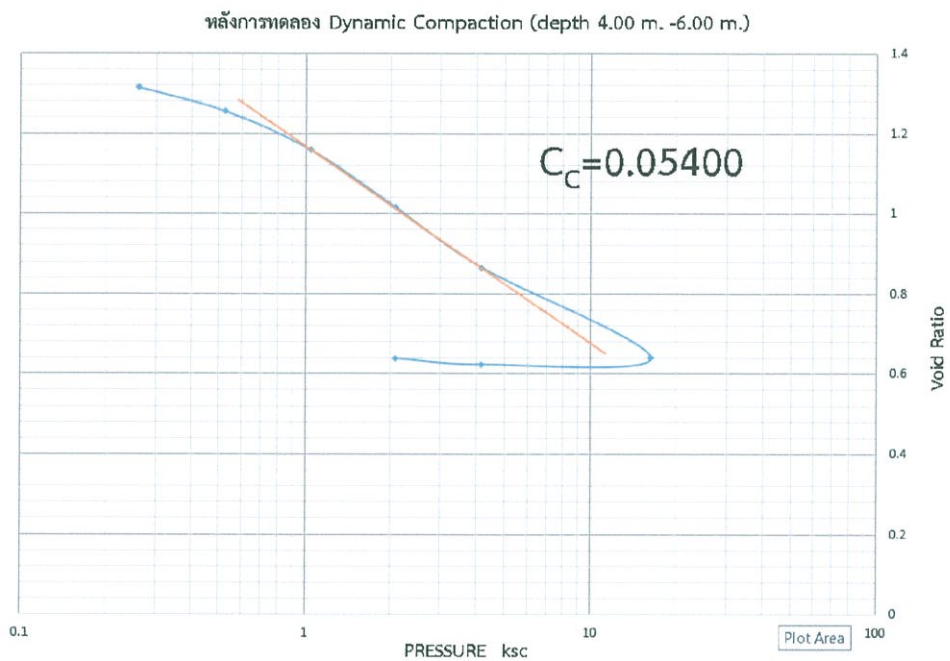
รูปที่ 4.9 ผลการทดลอง CONSOLIDATION ก่อนการทดลองที่ความลึก 6.00 เมตรจากระดับผิวดิน



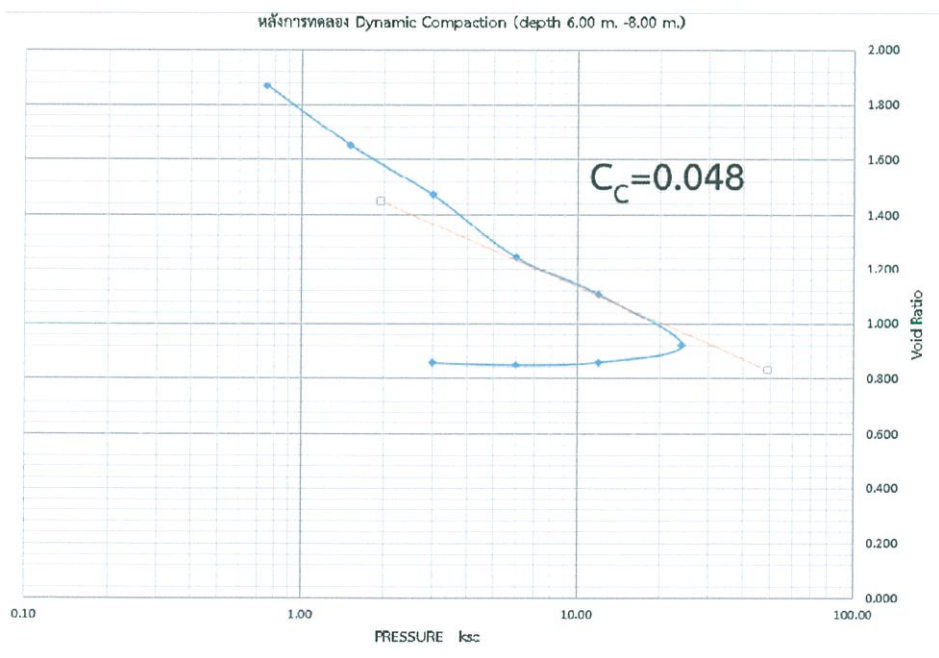
รูปที่ 4.10 ผลการทดลอง CONSOLIDATION ก่อนการทดลองที่ความลึก 8.00 เมตรจากระดับผิวดิน



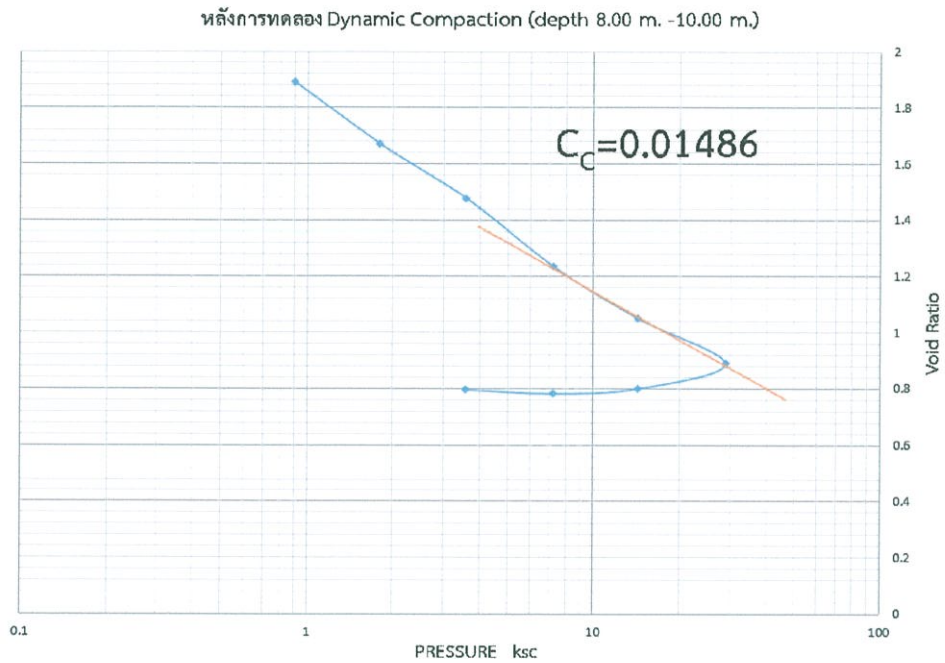
รูปที่ 4.11 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง Dynamic Compaction ที่ความลึก 2.00 เมตรจากระดับผิวดิน



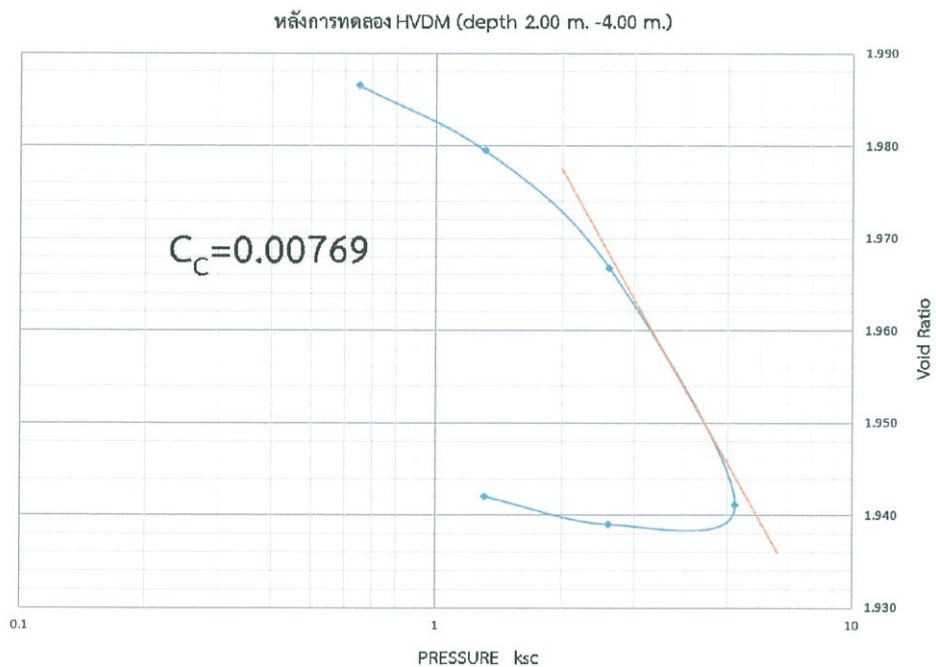
รูปที่ 4.12 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง Dynamic Compaction ที่ความลึก 4.00 เมตรจากระดับผิวดิน



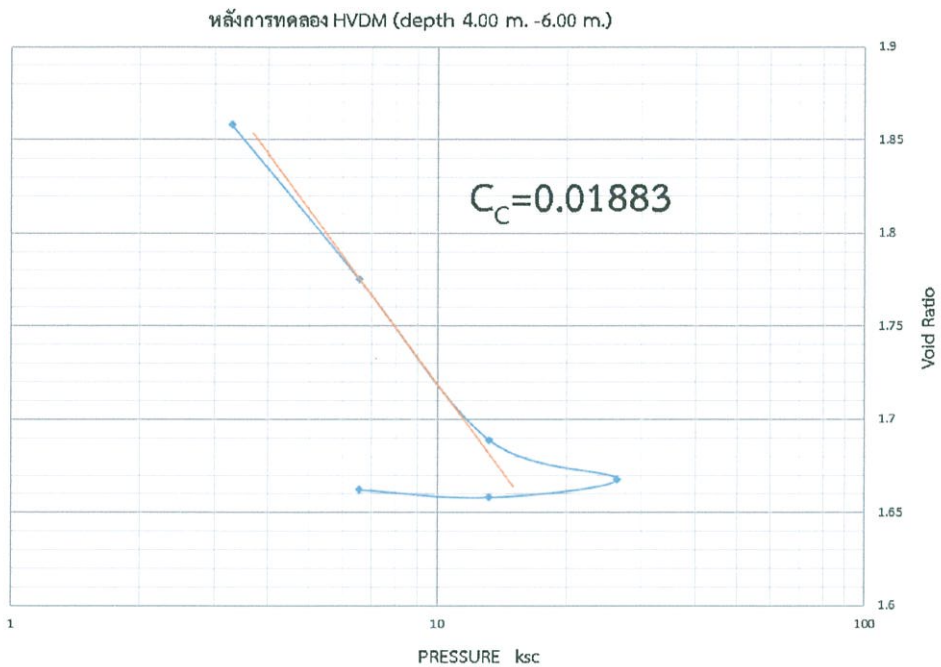
รูปที่ 4.13 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง Dynamic Compaction ที่ความลึก 6.00 เมตรจากระดับผิวดิน



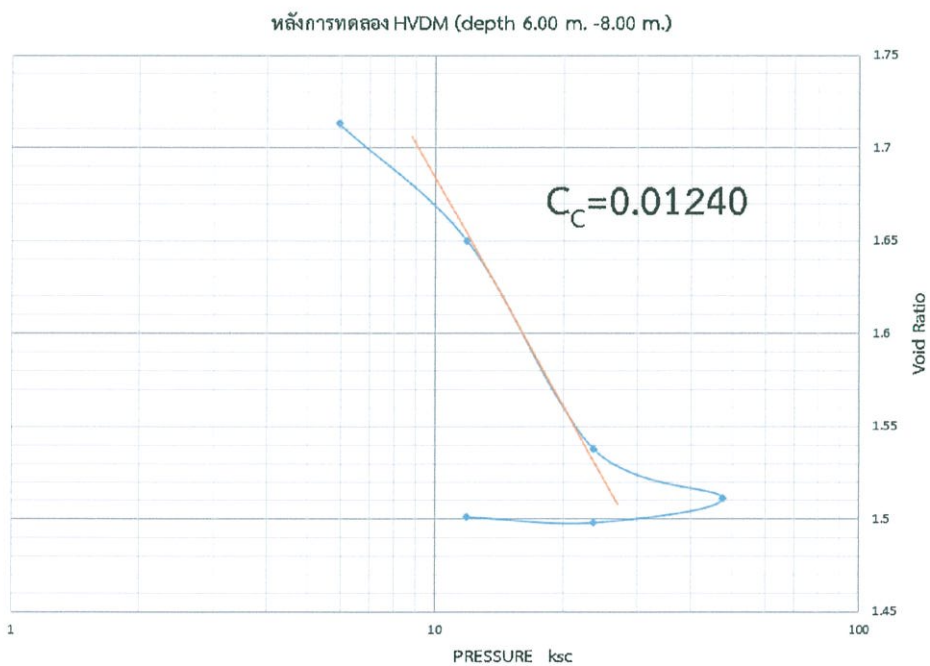
รูปที่ 4.14 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง Dynamic Compaction ที่ความลึก 8.00 เมตรจากระดับผิวดิน



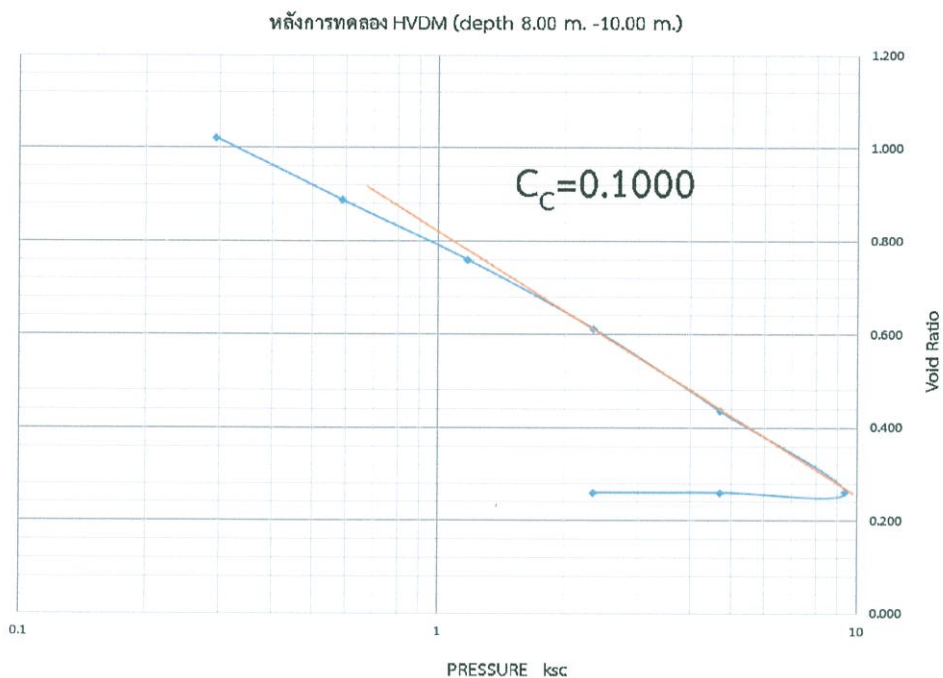
รูปที่ 4.15 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง HVDM ที่ความลึก 2.00 เมตรจากระดับผิวดิน



รูปที่ 4.16 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง HVDM ที่ความลึก 4.00 เมตรจากระดับผิวดิน



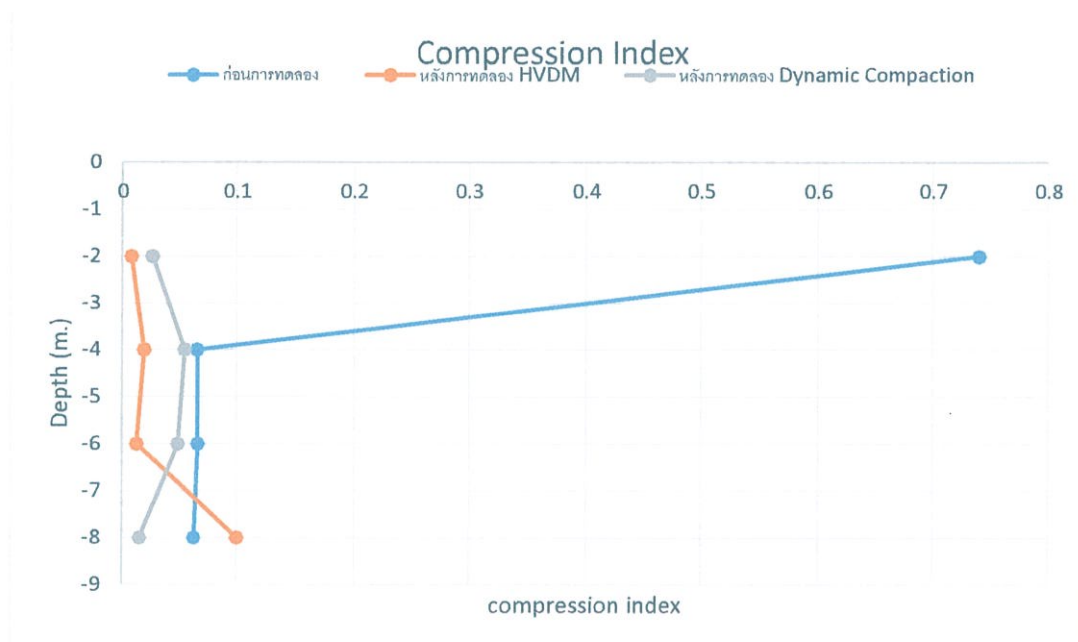
รูปที่ 4.17 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง HVDM ที่ความลึก 6.00 เมตรจากระดับผิวดิน



รูปที่ 4.18 ผลการทดลอง CONSOLIDATION หลังการทดลอง HVDM ที่ความลึก 8.00 เมตรจากระดับผิวดิน

ตารางที่ 4.8 ค่าดัชนีของการกดอัด (Compression Index,  $C_c$ )

Depth (m.)	Compression Index ( $C_c$ )		
	ก่อนการทดลอง	หลังการทดลอง HVDM	หลังการทดลอง Dynamic Compaction
2.00-4.00	0.74000	0.00769	0.02571
4.00-6.00	0.06500	0.01883	0.05400
6.00-8.00	0.06555	0.01240	0.04800
8.00-10.00	0.06222	0.10000	0.01486



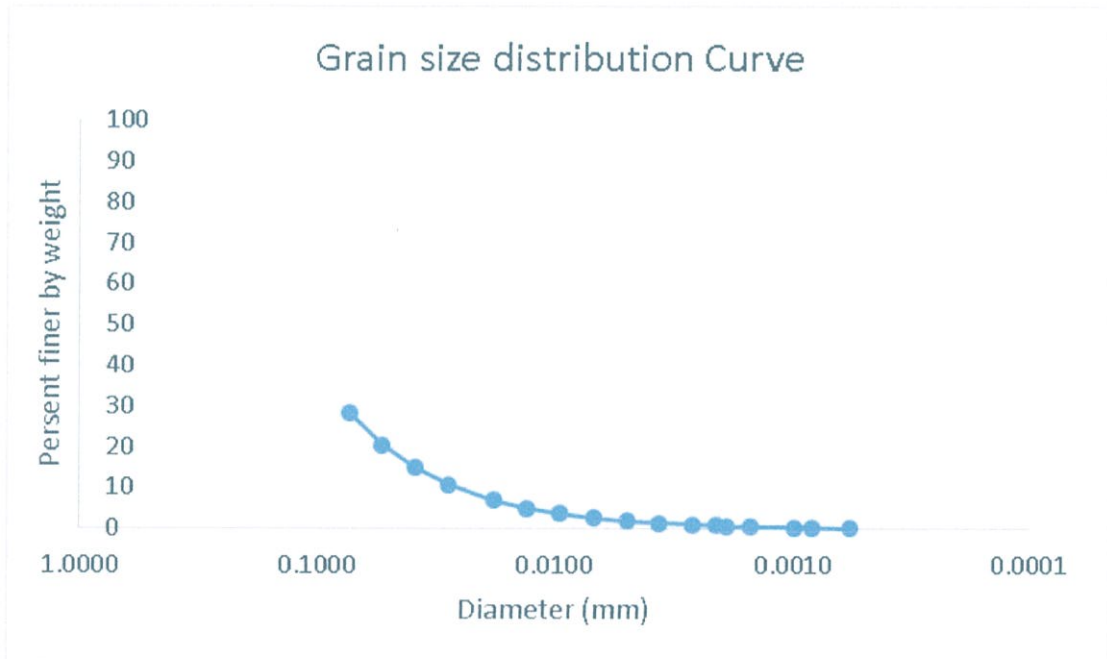
รูปที่ 4.19 ค่าดัชนีของการกดอัด (Compression Index,  $C_c$ )

จากความสัมพันธ์ของสมการปริมาณการทรุดตัวสูงสุด (Total Settlement,  $S$ )

$$S = \frac{H}{1+e_0} C'_c \log\left(\frac{P_m}{P_0}\right) + \frac{H}{1+e_0} C_c \log\left(\frac{P_1}{P_m}\right) \quad (4.1)$$

หากทำการเปรียบเทียบคุณสมบัติของดินก่อนและหลังการปรับปรุงด้วยวิธี โดยเมื่อพิจารณาที่ชนิดของดินเดียวกัน ความลึกเดียวกัน และถ้าหากมีน้ำหนักมากกระทำเพิ่มขึ้นเท่ากัน จะได้ว่าค่าปริมาณการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักหนึ่ง ( $S$ ) จะแปรผันตรงกับค่าดัชนีของการกดอัด (Compression Index,  $C_c$ ) นั่นคือ ถ้าค่าดัชนีของการกดอัด ( $C_c$ ) ลดลงค่าปริมาณการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักหนึ่ง ( $S$ ) ก็จะลดลงด้วย ซึ่งหลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิค HVDM และเทคนิค Dynamic Compaction แล้ว ค่าดัชนีของการกดอัด ( $C_c$ ) ที่ได้ มีแนวโน้มลดลงจากก่อนการปรับปรุงคุณภาพดิน แสดงว่าถ้าหากมีน้ำหนักใดๆมากระทำเพิ่มขึ้นบนดินที่ได้รับการปรับปรุงคุณภาพแล้ว ดินนั้นจะเกิดการทรุดตัวน้อยลง โดยที่การทรุดตัวของดินที่ผ่านการปรับปรุงคุณภาพด้วยเทคนิค HVDM จะเกิดการทรุดตัวน้อยกว่าดินที่ผ่านการปรับปรุงด้วยเทคนิค Dynamic Compaction

#### 4.2.8 จำแนกขนาดเม็ดดิน (Classification with Hydrometer Test)



รูปที่ 4.20 แสดงขนาดของเม็ดดิน

#### 4.3 ค่าระดับผิวดิน

เนื่องจากหลังทำการปรับปรุงดินด้วยวิธี HVDM และ Dynamic Compaction หน้าดินเกิดการพังทลายแบบ Punching ในขั้นตอนการทุบอัด ทำให้ดินด้านล่างบริเวณที่บดอัด เกิดการเคลื่อนตัวออกไปทางด้านข้าง เป็นผลทำให้ไม่สามารถเก็บค่าระดับของดินหลังการปรับปรุงคุณภาพดินได้



รูปที่ 4.21 การพังทลายและการเคลื่อนที่ของหน้าดินหลังทำการทุบอัดดินบริเวณสนามทดลอง Dynamic Compaction รอบที่1



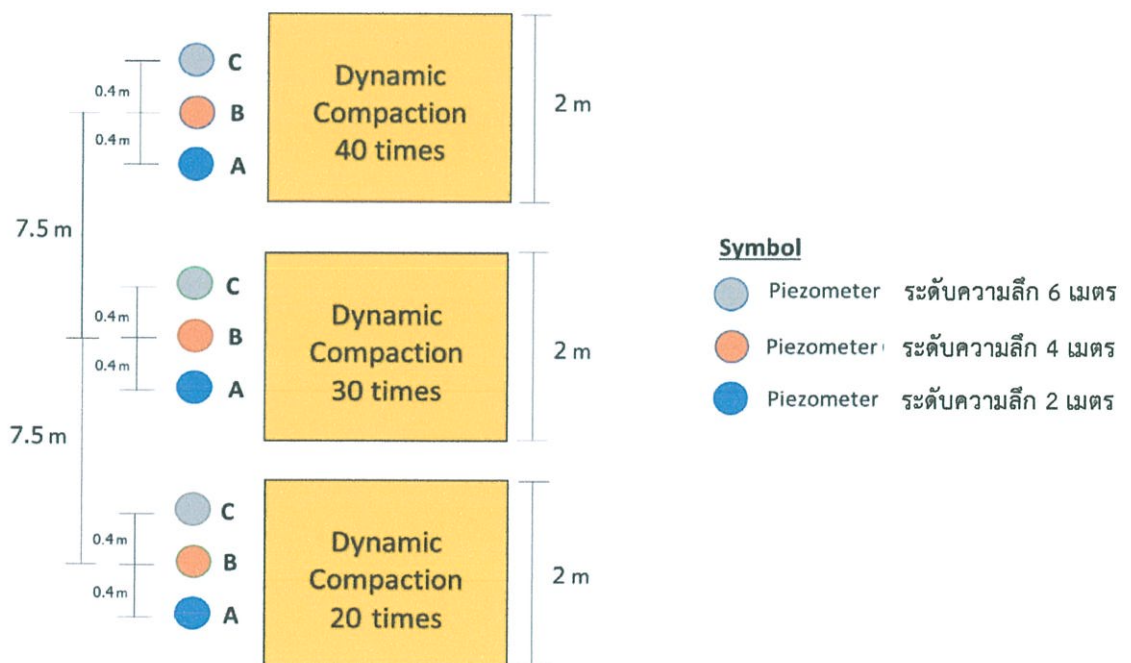
รูปที่ 4.22 การพังทลายและการเคลื่อนที่ของหน้าดินหลังทำการทุบอัดดินบริเวณสนามทดลอง Dynamic Compaction รอบที่2



รูปที่ 4.23 การพังทลายและการเคลื่อนที่ของหน้าดินหลังทำการทุบตอัดดินบริเวณสนามทดลอง HVDM

#### 4.4 ค่าระดับน้ำใต้ดิน

##### 4.4.1 ค่าระดับน้ำบริเวณแปลงทดลอง Dynamic Compaction

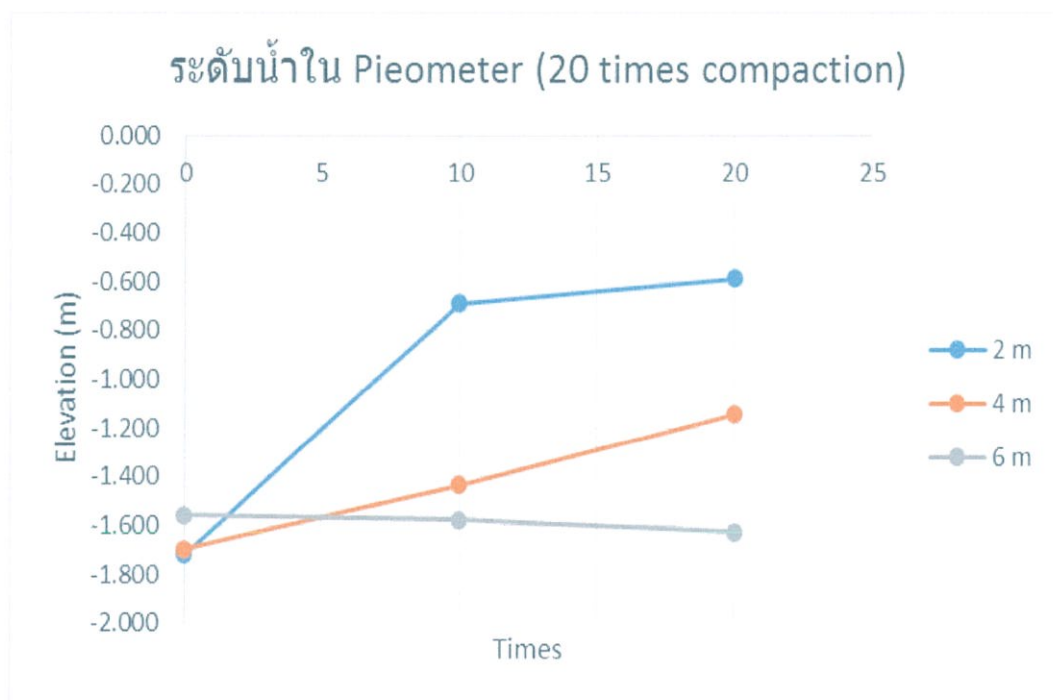


รูปที่ 4.24 แผนผังการติดตั้ง piezometer ของแปลงการทดสอบ Dynamic Compaction

รอบที่ 1 ต้มน้ำหนัก 3 ตัน, ความสูงยก 5 เมตร, จำนวนการทุบ 20 ครั้ง, พลังงานในการทุบ 2943 kJ, ระยะความลึกอิทธิพล 1.55 เมตร

ตารางที่ 4.9 ระดับน้ำในท่อ Piezometer ณ ตำแหน่งความลึกต่างๆ หลังจากทำการทดสอบด้วยเทคนิค Dynamic Compaction โดยปล่อยตุ้มน้ำหนักอย่างอิสระ 20 ครั้ง

No. Blow	Status/Station	A	B	C
10	Before	-1.72	-1.696	-1.577
	After	-0.69	-1.436	-1.577
10	Before	-0.69	-1.436	-1.577
	After	-0.59	-1.143	-1.626

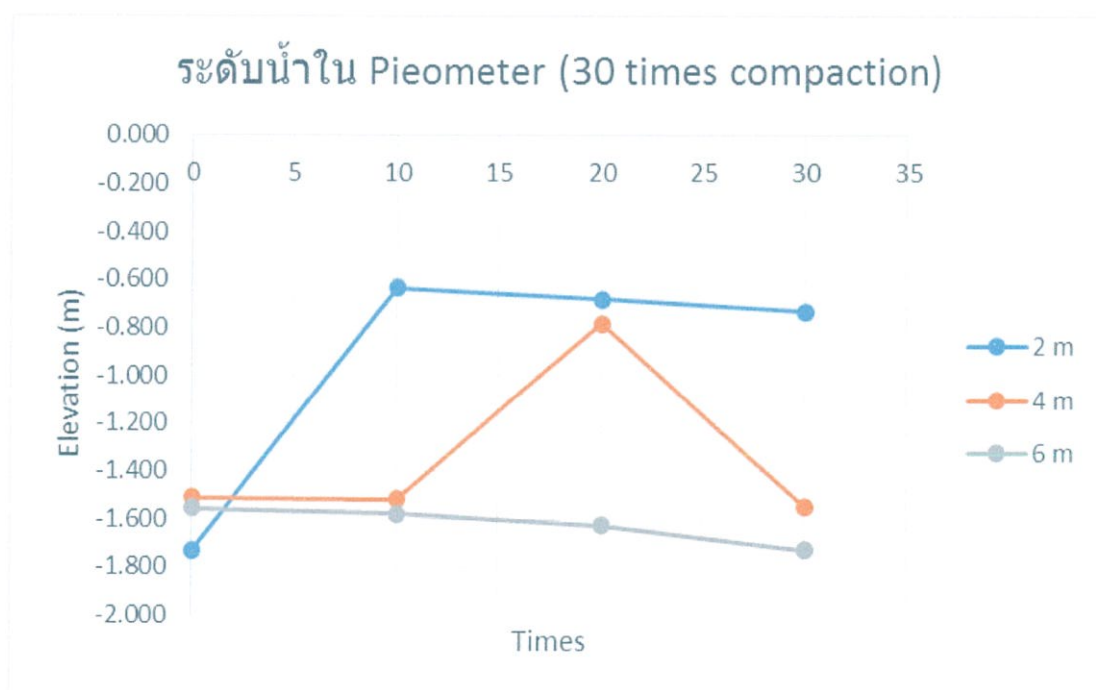


รูปที่ 4.25 ค่าระดับน้ำในท่อ Piezometer ณ ตำแหน่งความลึกต่างๆ หลังจากทำการทดสอบด้วยเทคนิค Dynamic Compaction โดยปล่อยตุ้มน้ำหนักอย่างอิสระ 20 ครั้ง

รอบที่ 2 ต้มน้ำหนัก 3 ตัน, ความสูงยก 5 เมตร, จำนวนการทุบ 30 ครั้ง, พลังงานในการทุบ 4414.5 kJ, ระยะความลึกอิทธิพล 1.55 เมตร

ตารางที่ 4.10 ระดับน้ำในท่อ Piezometer ณ ตำแหน่งความลึกต่างๆ หลังจากทำการทดสอบด้วยเทคนิค Dynamic Compaction โดยปล่อยตุ้มน้ำหนักอย่างอิสระ 30 ครั้ง

No. Blow	Status/Station	A	B	C
10	Before	-1.733	-1.512	-1.727
	After	-0.633	-1.517	-1.922
10	Before	-0.633	-1.517	-1.982
	After	-0.683	-0.782	-1.952
10	Before	-0.683	-0.782	-1.33
	After	-0.733	-1.547	-1.39

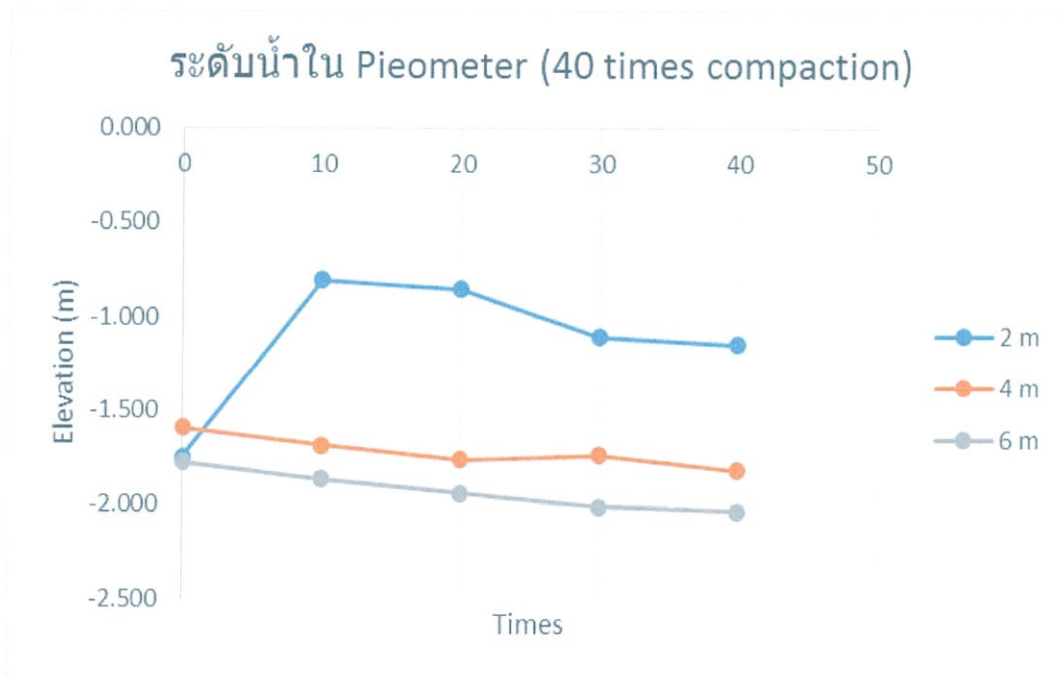


รูปที่ 4.26 ค่าระดับน้ำในท่อ Piezometer ณ ตำแหน่งความลึกต่างๆ หลังจากทำการทดสอบด้วยเทคนิค Dynamic Compaction โดยปล่อยตุ้มน้ำหนักอย่างอิสระ 30 ครั้ง

**รอบที่ 3** ตั้มน้ำหนัก 3 ตัน, ความสูงยก 5 เมตร, จำนวนการทุบ 40 ครั้ง, พลังงานในการทุบ 5886 kJ, ระยะความลึกอิทธิพล 1.55 เมตร

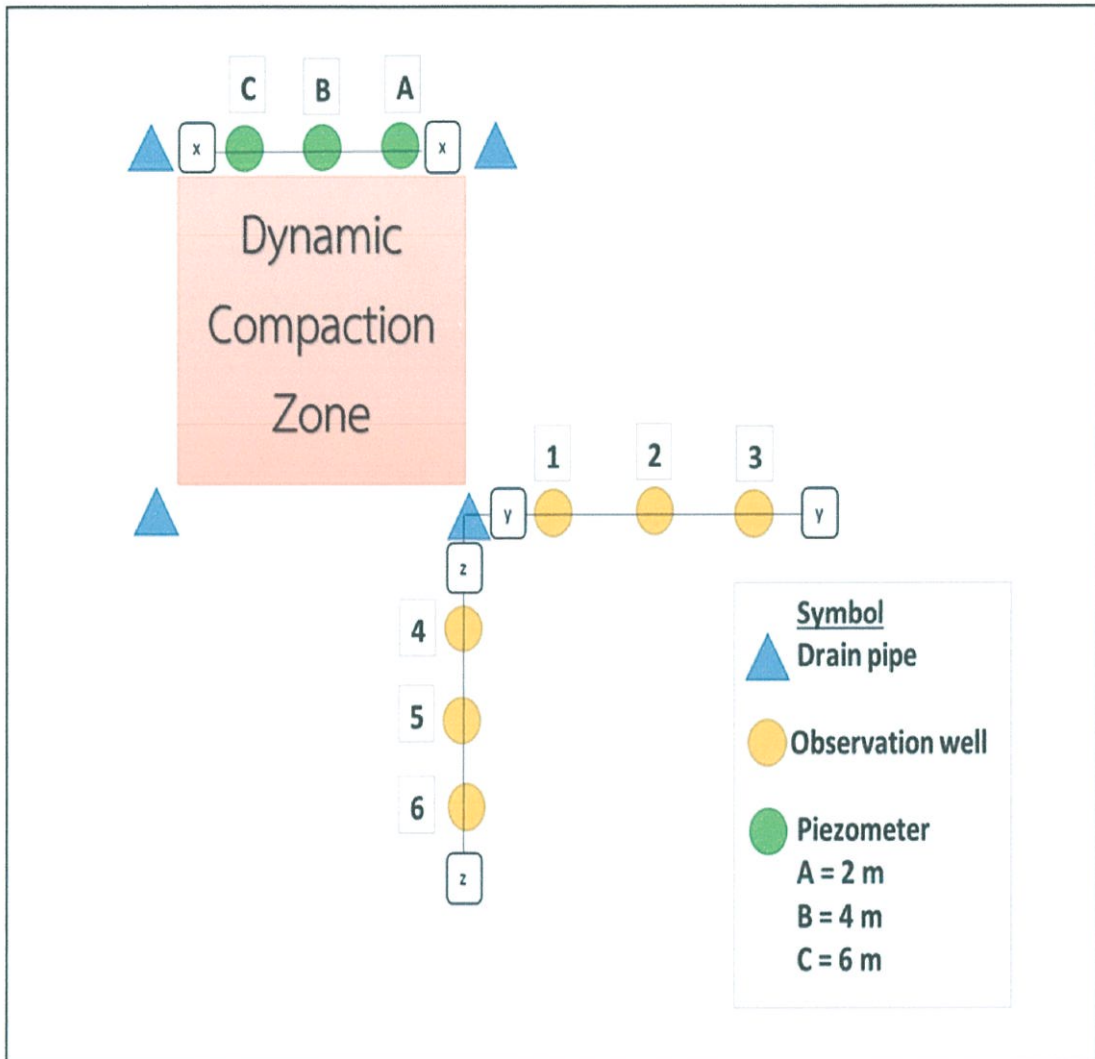
ตารางที่ 4.11 ระดับน้ำในท่อ Piezometer ณ ตำแหน่งความลึกต่างๆ หลังจากทำการทดสอบด้วยเทคนิค Dynamic Compaction โดยปล่อยตั้มน้ำหนักอย่างอิสระ 40 ครั้ง

No. Blow	Status/Station	A	B	C
10	Before	-1.747	-1.5892	-1.772
	After	-0.802	-1.682	-1.862
10	Before	-0.802	-1.682	-1.862
	After	-0.852	-1.757	-1.937
10	Before	-0.852	-1.757	-1.937
	After	-1.102	-1.734	-2.007
10	Before	-1.102	-1.734	-2.007
	After	-1.142	-1.812	-2.032



รูปที่ 4.27 ค่าระดับน้ำในท่อ Piezometer ณ ตำแหน่งความลึกต่างๆ หลังจากทำการทดสอบด้วยเทคนิค Dynamic Compaction โดยปล่อยตั้มน้ำหนักอย่างอิสระ 40 ครั้ง

## 4.4.2 ค่าระดับน้ำบริเวณแปลงทดลอง HVDM



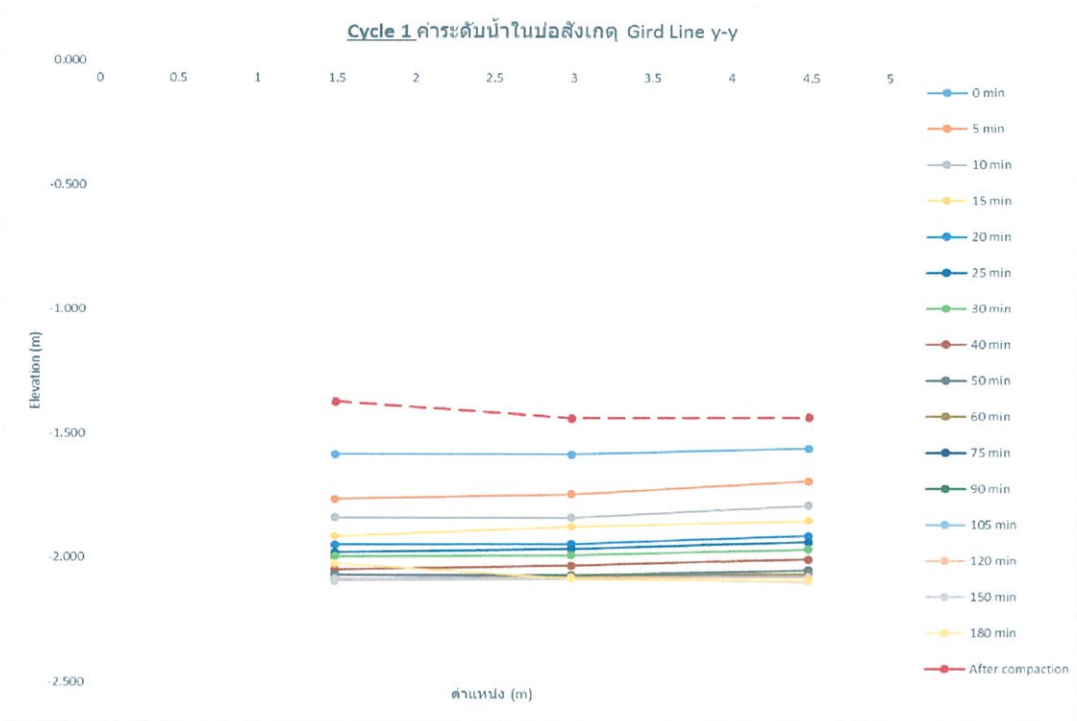
รูปที่ 4.28 แผนผังการติดตั้งอุปกรณ์ของการทดสอบ HVDM

รอบที่ 1 ตั้มน้ำหนัก 3 ตัน, ความสูงยก 2 เมตร, จำนวนการทุบ 25 ครั้ง, พลังงานในการทุบ 1471.5 kJ, ระยะความลึกอิทธิพล 0.980 เมตร

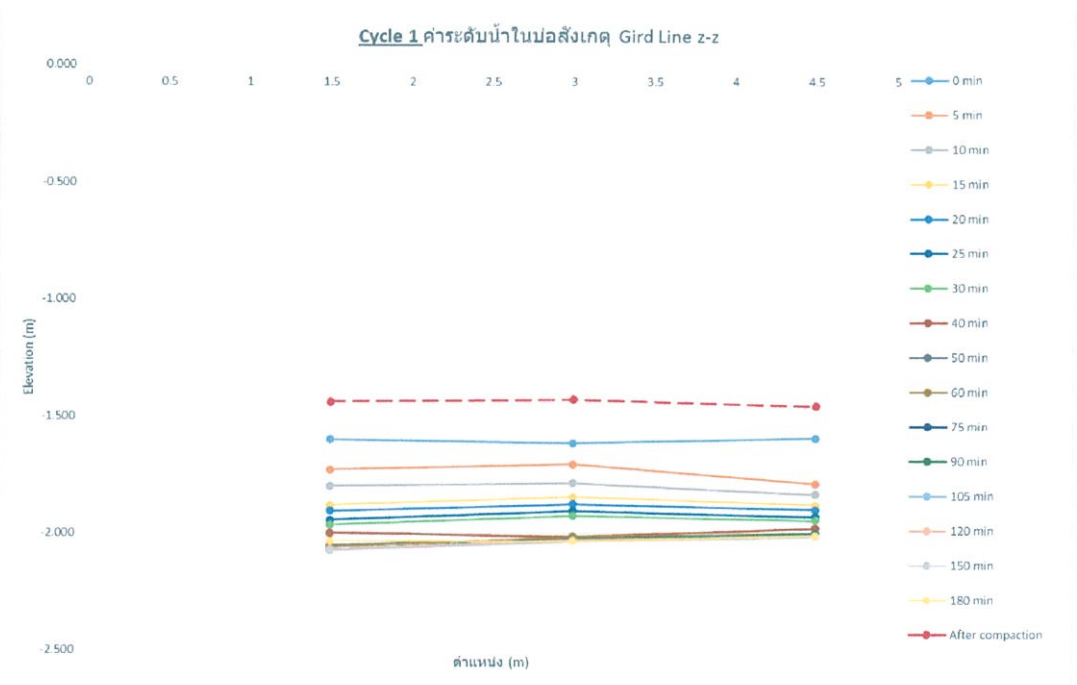
ตารางที่ 4.12 ระดับน้ำในบ่อสังเกตและ Piezometer ณ ตำแหน่งต่างๆ ในรอบที่ 1

Vacuum										
Station Time (min)	1	2	3	4	5	6	A	B	C	remark
0	-1.583	-1.583	-1.558	-1.597	-1.613	-1.593	-0.683	-1.298	-1.773	
5	-1.763	-1.743	-1.688	-1.727	-1.703	-1.788	-0.678	-1.298	-1.773	
10	-1.838	-1.838	-1.788	-1.797	-1.783	-1.833	-0.678	-1.308	-1.773	
15	-1.913	-1.873	-1.848	-1.877	-1.843	-1.878	-0.684	-1.308	-1.778	
20	-1.948	-1.943	-1.908	-1.902	-1.873	-1.898	-0.683	-1.308	-1.778	
25	-1.978	-1.963	-1.933	-1.942	-1.903	-1.928	-0.688	-1.318	-1.778	
30	-1.993	-1.988	-1.963	-1.962	-1.923	-1.943	-0.688	-1.318	-1.798	
40	-2.048	-2.031	-2.003	-1.997	-2.013	-1.978	-0.688	-1.318	-1.798	
50	-2.068	-2.068	-2.046	-2.052	-2.018	-1.998	-0.688	-1.318	-1.784	
60	-2.088	-2.071	-2.060	-2.056	-2.013	-2.003	-0.690	-1.298	-1.771	
75	-2.088	-2.073	-2.068	-2.067	-2.023	-2.003	-0.693	-1.298	-1.778	
90	-2.085	-2.073	-2.073	-2.067	-2.023	-2.003	-0.693	-1.288	-1.775	
105	-2.083	-2.077	-2.070	-2.067	-2.028	-2.008	-0.708	-1.293	-1.775	
120	-2.088	-2.077	-2.076	-2.067	-2.026	-2.013	-0.708	-1.296	-1.775	
150	-2.093	-2.083	-2.094	-2.072	-2.033	-2.013	-0.723	-1.293	-1.788	
180	-2.023	-2.083	-2.088	-2.032	-2.033	-2.008	-0.728	-1.308	-1.783	

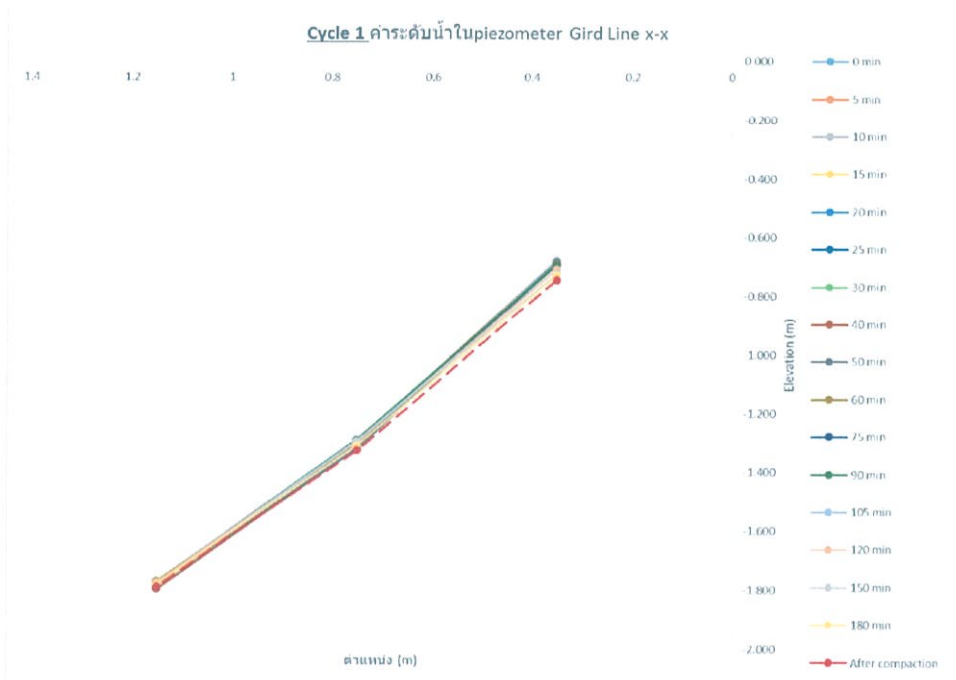
Dynamic Compaction										
Station Status	1	2	3	4	5	6	A	B	C	remark
Before	-2.023	-2.083	-2.088	-2.032	-2.033	-2.008	-0.728	-1.308	-1.783	
After	-1.371	-1.437	-1.434	-1.436	-1.426	-1.456	-0.744	-1.325	-1.790	



รูปที่ 4.29 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line y-y ในรอบที่ 1



รูปที่ 4.30 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line z-z ในรอบที่ 1



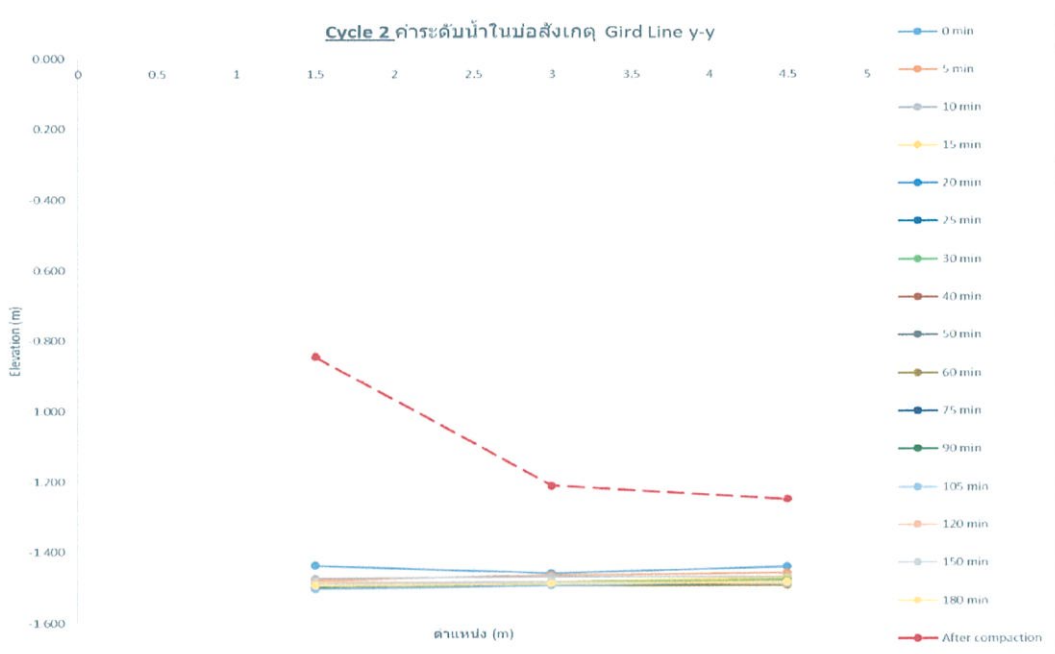
รูปที่ 4.31 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line x-x ในรอบที่ 1

รอบที่ 2 ต้มน้ำหนัก 3 ตัน, ความสูงยก 2 เมตร, จำนวนการทุบ 25 ครั้ง, พลังงานในการทุบ 1471.5 kJ, ระยะความลึกอิทธิพล 0.980 เมตร

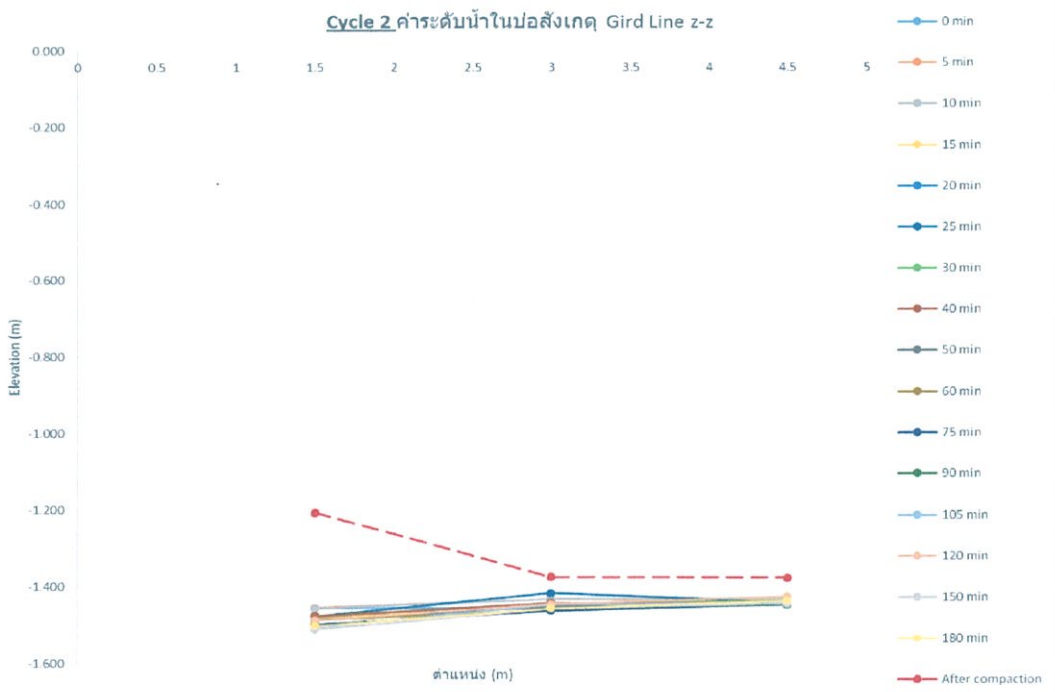
ตารางที่ 4.13 ระดับน้ำในบ่อสังเกตและ Piezometer ณ ตำแหน่งต่างๆ ในรอบที่ 2

Vacuum										
Station Time (min)	1	2	3	4	5	6	A	B	C	remark
0	-1.436	-1.458	-1.440	-1.455	-1.458	-1.437	-0.932	-1.350	-1.889	
5	-1.478	-1.463	-1.458	-1.455	-1.433	-1.438	-0.933	-1.353	-1.888	
10	-1.473	-1.468	-1.468	-1.457	-1.433	-1.433	-0.941	-1.353	-1.895	
15	-1.485	-1.481	-1.473	-1.481	-1.452	-1.446	-0.938	-1.353	-1.898	
20	-1.488	-1.483	-1.478	-1.477	-1.443	-1.443	-0.938	-1.363	-1.888	
25	-1.488	-1.488	-1.478	-1.477	-1.418	-1.443	-0.943	-1.358	-1.888	
30	-1.488	-1.483	-1.478	-1.477	-1.443	-1.438	-0.943	-1.358	-1.888	
40	-1.493	-1.488	-1.483	-1.477	-1.443	-1.443	-0.938	-1.353	-1.888	
50	-1.498	-1.488	-1.488	-1.487	-1.453	-1.448	-0.943	-1.353	-1.888	
60	-1.493	-1.493	-1.493	-1.487	-1.463	-1.448	-0.943	-1.353	-1.883	
75	-1.495	-1.491	-1.488	-1.499	-1.463	-1.448	-0.950	-1.358	-1.893	
90	-1.498	-1.488	-1.488	-1.502	-1.458	-1.448	-0.948	-1.358	-1.888	
105	-1.503	-1.493	-1.483	-1.507	-1.448	-1.443	-0.948	-1.363	-1.893	
120	-1.482	-1.483	-1.490	-1.488	-1.446	-1.427	-0.947	-1.353	-1.883	
150	-1.488	-1.483	-1.488	-1.512	-1.458	-1.446	-0.963	-1.358	-1.893	
180	-1.493	-1.488	-1.483	-1.502	-1.458	-1.438	-0.958	-1.358	-1.893	

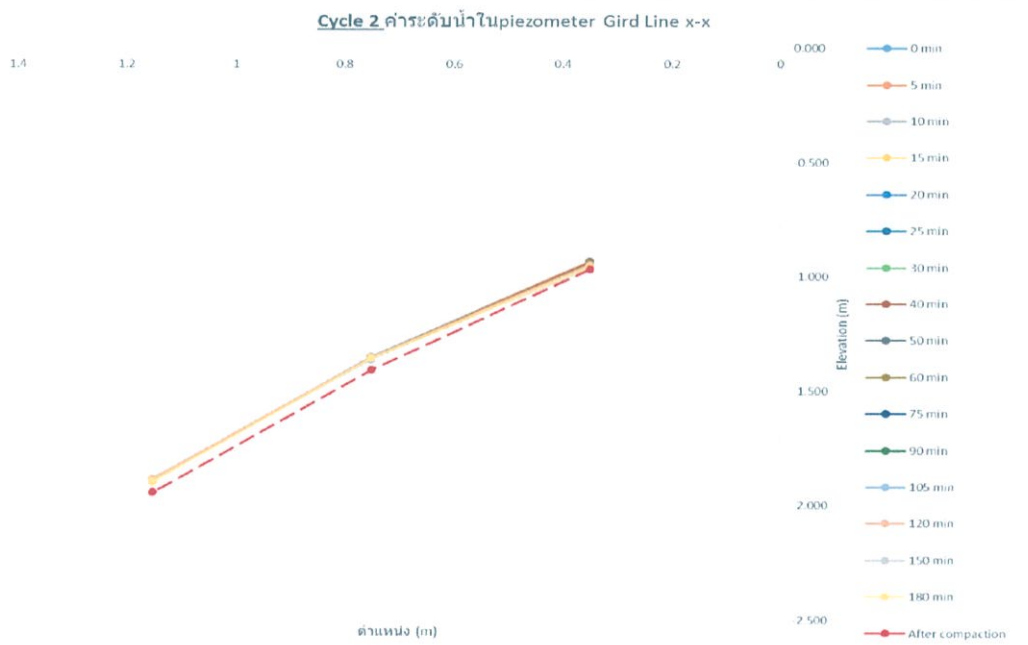
Dynamic Compaction										
Station Status	1	2	3	4	5	6	A	B	C	remark
Before	-1.493	-1.488	-1.483	-1.502	-1.458	-1.438	-0.958	-1.358	-1.893	
After	-0.846	-1.211	-1.249	-1.207	-1.376	-1.378	-0.968	-1.408	-1.943	



รูปที่ 4.32 ค่ำระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line y-y ในรอบที่ 2



รูปที่ 4.33 ค่ำระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line z-z ในรอบที่ 2



รูปที่ 4.34 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line x-x ในรอบที่ 2

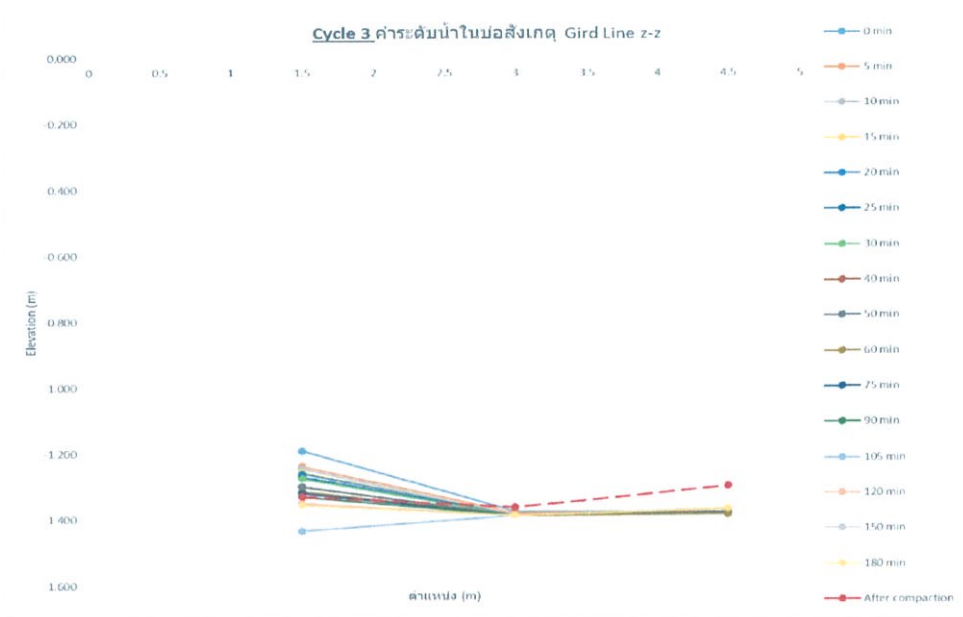
รอบที่ 3 ต้มน้ำหนัก 3 ตัน, ความสูงยก 2 เมตร, จำนวนการทุบ 25 ครั้ง, พลังงานในการทุบ 1471.5 kJ, ระยะความลึกอิทธิพล 0.980 เมตร

ตารางที่ 4.14 ระดับน้ำในบ่อสังเกตและ Piezometer ณ ตำแหน่งต่างๆ ในรอบที่ 3

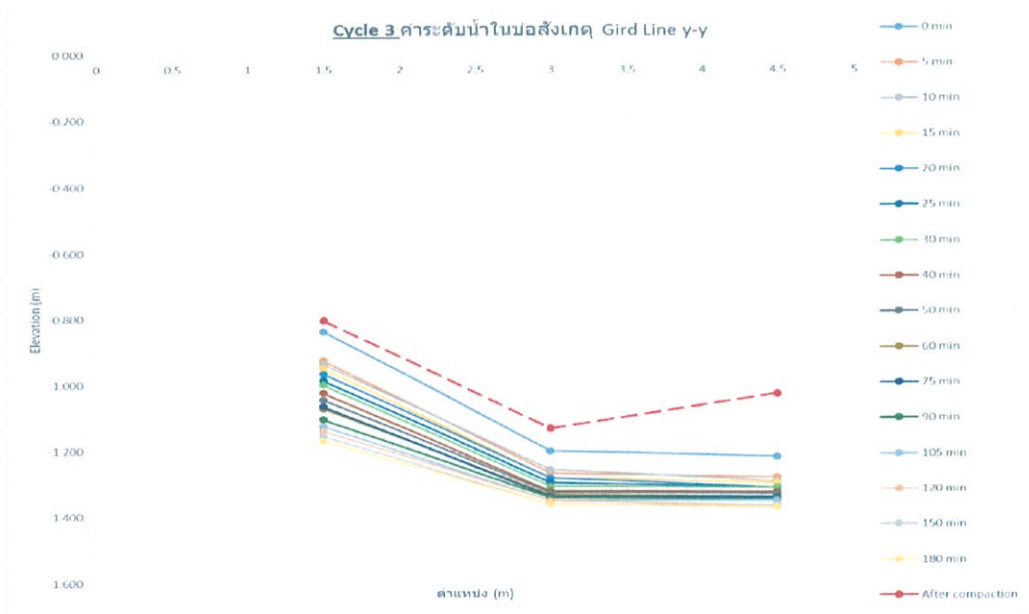
Vacuum										
Station Time (min)	1	2	3	4	5	6	A	B	C	remark
0	-0.836	-1.198	-1.216	-1.189	-1.374	-1.377	-0.952	-1.321	-1.876	
5	-0.925	-1.265	-1.279	-1.237	-1.379	-1.377	-0.942	-1.321	-1.866	
10	-0.935	-1.255	-1.290	-1.244	-1.386	-1.378	-0.932	-1.316	-1.876	
15	-0.948	-1.280	-1.295	-1.254	-1.386	-1.378	-0.932	-1.316	-1.876	
20	-0.965	-1.280	-1.310	-1.259	-1.386	-1.378	-0.942	-1.321	-1.876	
25	-0.985	-1.294	-1.310	-1.269	-1.386	-1.378	-0.937	-1.321	-1.876	
30	-0.998	-1.305	-1.310	-1.274	-1.386	-1.378	-0.937	-1.321	-1.876	
40	-1.023	-1.320	-1.325	-1.299	-1.386	-1.378	-0.937	-1.321	-1.876	
50	-1.043	-1.325	-1.330	-1.299	-1.386	-1.378	-0.937	-1.321	-1.876	
60	-1.070	-1.332	-1.341	-1.314	-1.386	-1.384	-0.935	-1.313	-1.876	
75	-1.064	-1.336	-1.341	-1.319	-1.386	-1.367	-0.932	-1.312	-1.886	
90	-1.103	-1.340	-1.345	-1.329	-1.386	-1.367	-0.932	-1.313	-1.876	
105	-1.123	-1.350	-1.350	-1.434	-1.386	-1.367	-0.932	-1.311	-1.876	
120	-1.138	-1.350	-1.365	-1.349	-1.386	-1.367	-0.932	-1.311	-1.876	
150	-1.153	-1.360	-1.365	-1.354	-1.386	-1.367	-0.932	-1.311	-1.876	
180	-1.168	-1.360	-1.370	-1.355	-1.386	-1.367	-0.932	-1.316	-1.876	

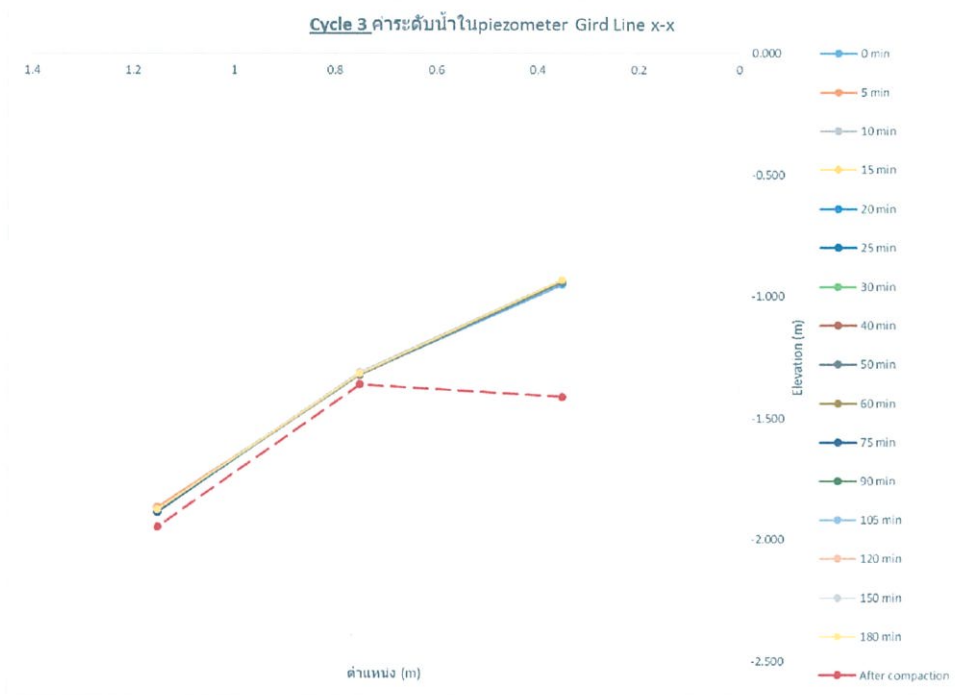
Dynamic Compaction										
Station Status	1	2	3	4	5	6	A	B	C	remark
Before	-1.168	-1.360	-1.370	-1.355	-1.386	-1.367	-0.932	-1.316	-1.876	
After	-0.803	-1.130	-1.025	-1.329	-1.361	-1.297	-1.412	-1.361	-1.946	



รูปที่ 4.35 ค่ำระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line y-y ในรอบที่ 3

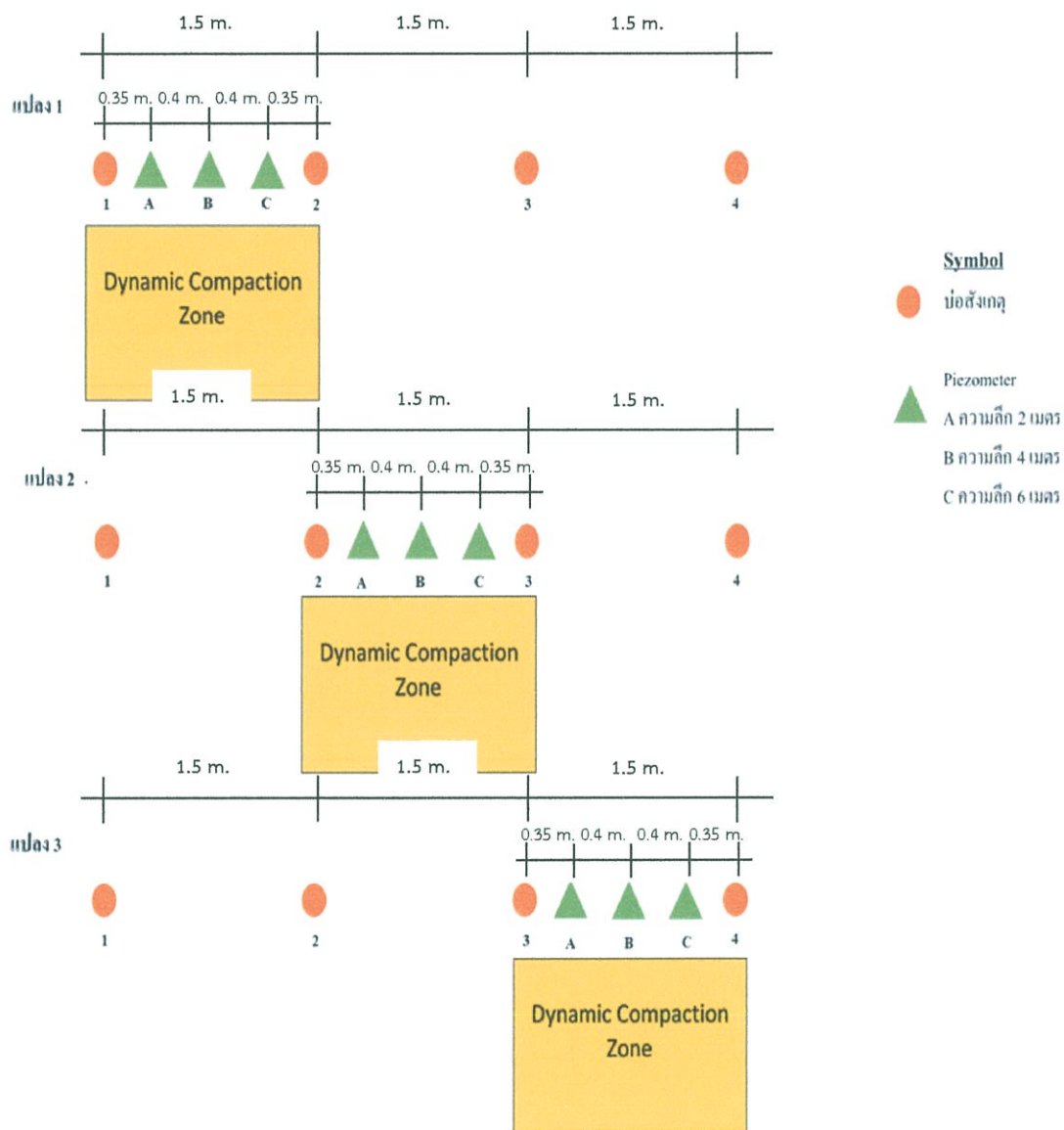


รูปที่ 4.36 ค่ำระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line z-z ในรอบที่ 3



รูปที่ 4.37 ค่ำระดับน้ำในบ่อสังเกตแนว Grid line x-x ในรอบที่ 3

#### 4.4.3 ค่าระดับน้ำบริเวณแปลงตุดน้ำเฉพาะชั้นความลึก

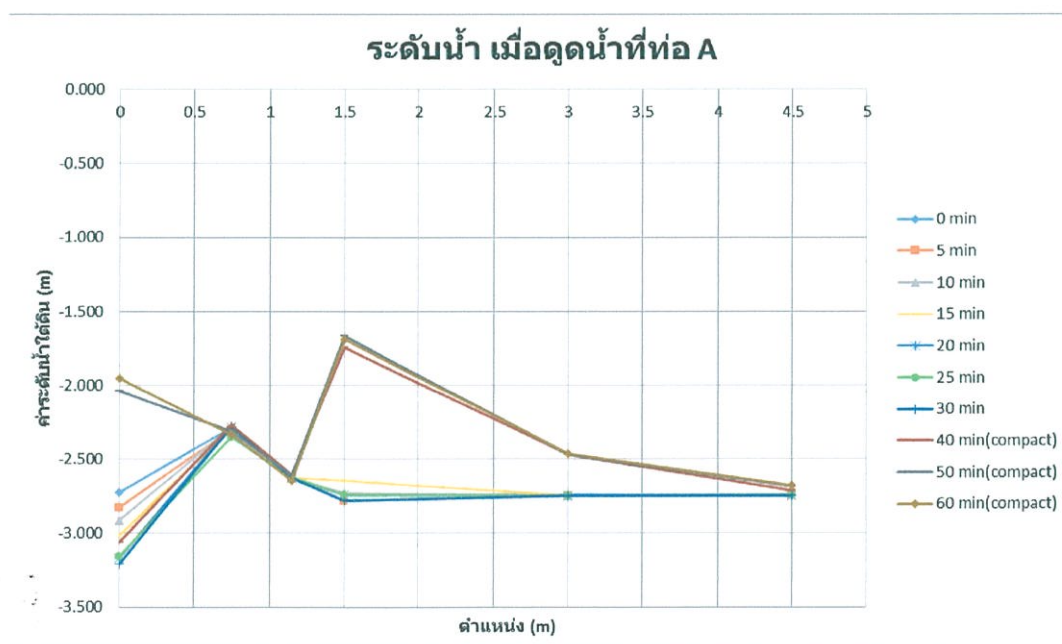


รูปที่ 4.38 แผนผังแปลงบริเวณแปลงตุดน้ำเฉพาะชั้นความลึก

บริเวณแปลงที่ 1 เมื่อสูบน้ำออกจาก Piezometer ตำแหน่ง A , ความลึก Piezometer 2 m  
ทำการทุบหลังจากเวลาผ่านไป 40 นาที , ต้มน้ำหนัก 3 ตัน  
ความสูงยก 2 เมตร, จำนวนการทุบ 50 ครั้ง, พลังงานในการทุบ 2943 kJ  
ระยะความลึกอิทธิพล 0.980 เมตร

ตารางที่ 4.15 ระดับน้ำในบ่อสังเกตและ Piezometer เมื่อสูบน้ำออกจาก Piezometer ตำแหน่ง A

Sta Time(min)	1	2	3	4	A	B	C	remark
0	-2.725	-2.742	-2.743	-2.740		-2.287	-2.621	
5	-2.830	-2.785	-2.750	-2.749		-2.300	-2.625	
10	-2.912	-2.733	-2.746	-2.745		-2.290	-2.630	
15	-3.017	-2.645	-2.746	-2.748		-2.298	-2.631	
20	-3.170	-2.745	-2.750	-2.747		-2.285	-2.628	
25	-3.156	-2.745	-2.750	-2.745		-2.350	-2.625	
30	-3.210	-2.785	-2.750	-2.746		-2.286	-2.627	
40	-3.061	-1.744	-2.468	-2.713		-2.271	-2.604	compaction 20 time
50	-2.037	-1.666	-2.472	-2.687		-2.311	-2.614	compaction 20 time
60	-1.956	-1.688	-2.467	-2.679		-2.334	-2.649	compaction 10 time

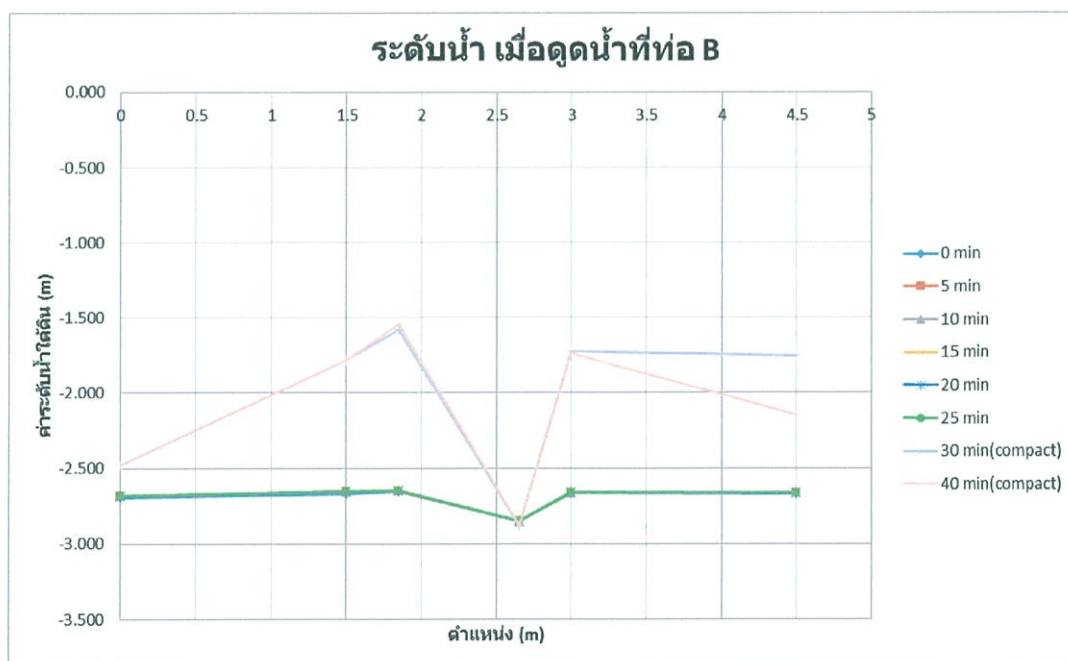


รูปที่ 4.39 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตและ Piezometer

บริเวณแปลงที่ 2 เมื่อสูบน้ำออกจาก Piezometer ตำแหน่ง B , ความลึก Piezometer 4 m  
 ทำการทุบหลังจากเวลาผ่านไป 30 นาที , ตั้มน้ำหนัก 3 ตัน  
 ความสูงยก 2 เมตร, จำนวนการทุบ 50 ครั้ง, พลังงานในการทุบ 2943 kJ  
 ระยะความลึกอิทธิพล 0.980 เมตร

ตารางที่ 4.16 ระดับน้ำในท่อสังเกตและ Piezometer เมื่อสูบน้ำออกจาก Piezometer ตำแหน่ง B

Sta Time(min)	1	2	3	4	A	B	C	remark
0	-2.693	-2.673	-2.665	-2.670	-2.655	0.000	-2.850	
5	-2.685	-2.653	-2.664	-2.663	-2.656	0.000	-2.853	
10	-2.685	-2.653	-2.666	-2.660	-2.649	0.000	-2.853	
15	-2.685	-2.653	-2.662	-2.665	-2.649	0.000	-2.853	ไม่มีน้ำไหลออก
20	-2.685	-2.653	-2.662	-2.665	-2.649	0.000	-2.853	ไม่มีน้ำไหลออก
25	-2.684	-2.652	-2.662	-2.665	-2.649	0.000	-2.853	ไม่มีน้ำไหลออก
30	-2.480	-1.785	-1.724	-1.757	-1.581	0.000	-2.884	compaction 20 times
40	-2.480	-1.785	-1.734	-2.147	-1.546	0.000	-2.879	compaction 30 times

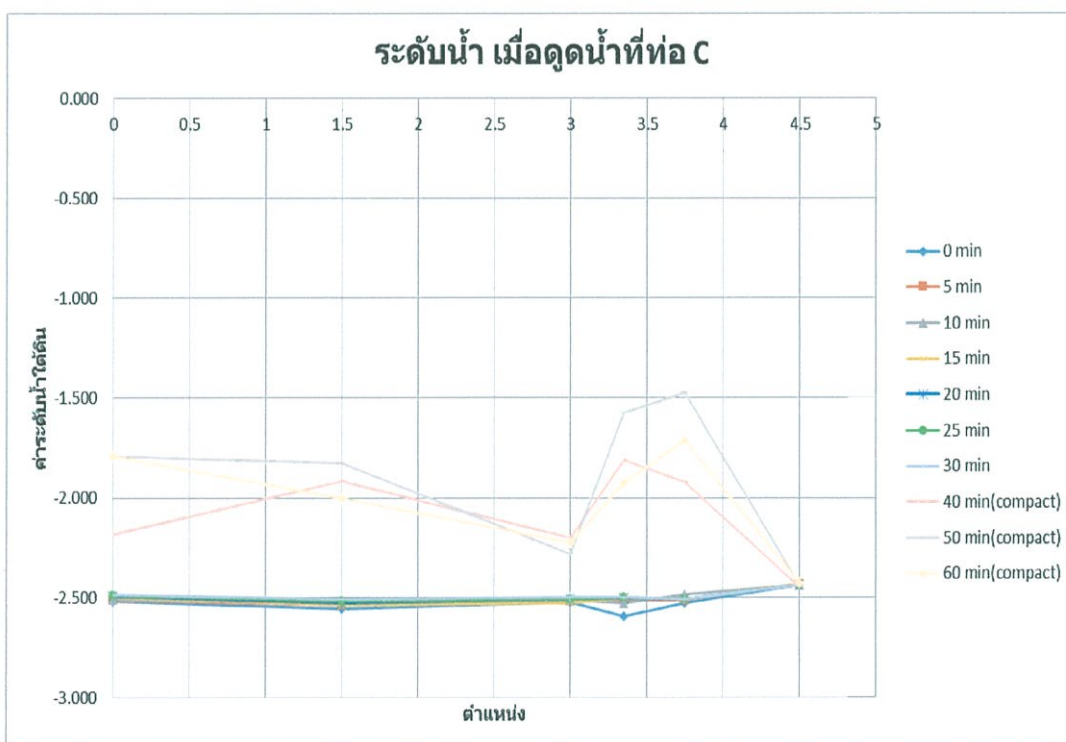


รูปที่ 4.40 ค่าระดับน้ำในท่อสังเกตและ Piezometer

บริเวณแปลงที่ 3 เมื่อสูบน้ำออกจาก Piezometer ตำแหน่ง C, ความลึก Piezometer 6 m  
 ทำการทุบหลังจากเวลาผ่านไป 40 นาที , ต้มน้ำหนัก 3 ตัน  
 ความสูงยก 2 เมตร, จำนวนการทุบ 50 ครั้ง, พลังงานในการทุบ 2943 kJ  
 ระยะความลึกอิทธิพล 0.980 เมตร

ตารางที่ 4.17 ระดับน้ำในบ่อสังเกตและ Piezometer เมื่อสูบน้ำออกจาก Piezometer ตำแหน่ง C

Sta Time(min)	1	2	3	4	A	B	C	remark
0	-2.518	-2.558	-2.523	-2.438	-2.595	-2.531	-4.500	
5	-2.514	-2.537	-2.518	-2.434	-2.515	-2.516	-4.500	
10	-2.508	-2.528	-2.517	-2.439	-2.530	-2.486	-4.500	
15	-2.503	-2.538	-2.529	-2.434	-2.504	-2.511	-4.500	
20	-2.498	-2.528	-2.508	-2.439	-2.505	-2.511	-4.500	
25	-2.493	-2.518	-2.508	-2.439	-2.500	-2.511	-4.500	
30	-2.488	-2.508	-2.503	-2.439	-2.500	-2.511	-4.500	
40	-2.184	-1.918	-2.200	-2.448	-1.810	-1.922	-4.500	compaction 20 time
50	-1.794	-1.828	-2.280	-2.438	-1.575	-1.472	-4.500	compaction 20 time
60	-1.794	-2.003	-2.225	-2.428	-1.925	-1.712	-4.500	compaction 10 time



รูปที่ 4.41 ค่าระดับน้ำในบ่อสังเกตและ Piezometer

## บทที่ 5

# สรุปและข้อเสนอแนะ

### 5.1 สรุปผลการทดลอง

จากการปรับปรุงคุณภาพดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯโดยเทคนิค HVDM และ เทคนิค Dynamic Compaction ' เพื่อนำมาเปรียบเทียบคุณภาพของดิน และคุณสมบัติของดินก่อนและหลังทำการปรับปรุง สามารถสรุปผลตามวัตถุประสงค์ ได้ดังนี้

(1) จากการปรับปรุงดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯด้วยเทคนิค HVDM เมื่อนำดินมาทดสอบหาค่ากำลังรับแรงเฉือน พบว่ากำลังรับแรงเฉือนของดินมีแนวโน้มเพิ่มสูงขึ้นในช่วงความลึก 6 m. จากระดับผิวดิน โดยที่ความลึก 4 m. จากระดับผิวดิน ค่ากำลังรับแรงเฉือนมีค่าเพิ่มขึ้นเฉลี่ย 100 เปอร์เซ็นต์ และที่ช่วงความลึก 4 m. ถึง 6 m. มีค่ากำลังรับแรงเฉือน เพิ่มขึ้นเฉลี่ย 20 เปอร์เซ็นต์ เมื่อเปรียบเทียบกับดินก่อนการปรับปรุงคุณภาพ

(2) จากผลการทดลองการบีบตัวคายน้ำ (Consolidation Test) จะสังเกตได้ว่าค่าดัชนีของการกดอัด (Compression Index,  $C_c$ ) หลังจากการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิค HVDM แล้ว มีแนวโน้มลดลง หมายความว่าปริมาณการทรุดตัวสูงสุดที่เกิดขึ้นภายใต้น้ำหนักหนึ่งๆ จะมีค่าการทรุดตัวน้อยกว่าดินที่ไม่ได้รับการปรับปรุง

(3) จากผลการทดลองพบว่า ค่ากำลังรับแรงเฉือนหลังจากทำการปรับปรุงคุณภาพดินด้วยเทคนิค HVDM และเทคนิค Dynamic Compaction ไม่ส่งผลให้ดินเหนียวอ่อนกรุงเทพฯ รับแรงเพิ่มขึ้นได้มากนัก และจากการปรับปรุงคุณภาพดินของทั้งสองเทคนิค ค่ากำลังรับแรงเฉือนที่ได้มีค่าไม่แตกต่างกันมาก

### 5.2 ปัญหาและอุปสรรคในการดำเนินงาน

(1) พื้นที่ในการทดลองมีขนาดพื้นที่จำกัด จึงส่งผลให้ผลการทดลองอาจมีความคลาดเคลื่อนเกิดขึ้น ด้วยการรบกวนทางธรรมชาติและจากความไม่ชำนาญงานของผู้ทดลอง

(2) ดินเป็นดินเหนียวอ่อน ซึ่งเมื่อปล่อยให้ตุ้มน้ำหนักตกลงมาอย่างอิสระ จะเกิดการเฉือนทะลุของหน้าดิน ทำให้ผลการทดลองที่ได้ อาจเกิดความคลาดเคลื่อน และส่งผลต่อการปฏิบัติการในขั้นตอนการเก็บตัวอย่างดิน

(3) พื้นที่การทดลองเป็นดินที่ได้รับการปรับปรุงดินมาแล้ว ดังนั้นผลการทดลองจึงอาจมีการเปลี่ยนแปลงน้อย เห็นแนวโน้มไม่ชัดเจน

### 5.3 ข้อเสนอแนะ

- (1) ควรเพิ่มขนาดและน้ำหนักตุ้มเพื่อลดการเฉือนทะลุของหน้าดิน
- (2) ควรเพิ่มความลึกในการตุดน้ำให้มากขึ้นเพื่อให้เห็นแนวโน้มการเปลี่ยนแปลงที่ชัดเจนขึ้น

## บรรณานุกรม

วิทยาลัยเทคนิคเชียงใหม่. 2538. การทดลองหาค่ากำลังต้านทานแรงเฉือนของดิน. [ออนไลน์].

สืบค้นจาก : <http://krumanit.cmtc.ac.th/main/images/stories/13.pdf>.

วารสาร ไม้เรียง.2555.วิเคราะห์ความแข็งแรงของดินไม่อิมตัว.[ออนไลน์]

สืบค้นจาก : <https://constructionthaicon.wordpress.com/tag/ความแข็งแรงของดิน/>

ผศ.ดร.ชูศักดิ์ ศีรีรัตน์ 2553.ทฤษฎีการบดอัดดินProctor(1930).[ออนไลน์]

สืบค้นจาก : [www.kkw.rmutr.ac.th/dream8/filepowerpoint/Compaction%20Test.pps](http://www.kkw.rmutr.ac.th/dream8/filepowerpoint/Compaction%20Test.pps)

Denich Soil Engineering Company Limited 2009.ทฤษฎีการบดอัดดินHogentogler(1936).[ออนไลน์]

สืบค้นจาก : [www.denichsoiltest.com/Compaction-Test.html](http://www.denichsoiltest.com/Compaction-Test.html)

โกคินทร์ ชำเกตุ 2554.ทฤษฎีบดอัดดินLambe(1985).[ออนไลน์]

สืบค้นจาก :

[http://eng.sut.ac.th/ce/ce\\_course/download/project/15POKIN\\_CHAMKET.pdf](http://eng.sut.ac.th/ce/ce_course/download/project/15POKIN_CHAMKET.pdf)

โกคินทร์ ชำเกตุ 2554.ทฤษฎีบดอัดดินHilf(1956).[ออนไลน์]

สืบค้นจาก :

[http://eng.sut.ac.th/ce/ce\\_course/download/project/15POKIN\\_CHAMKET.pdf](http://eng.sut.ac.th/ce/ce_course/download/project/15POKIN_CHAMKET.pdf)

โกคินทร์ ชำเกตุ 2554.ทฤษฎีบดอัดดินBunchanan(1942).[ออนไลน์]

สืบค้นจาก :

[http://eng.sut.ac.th/ce/ce\\_course/download/project/15POKIN\\_CHAMKET.pdf](http://eng.sut.ac.th/ce/ce_course/download/project/15POKIN_CHAMKET.pdf)

S.Varaksin 2007.สมการของMenard and Broise(1975).[ออนไลน์]

สืบค้นจาก :

[http://www.cstc.be/homepage/download.cfm?dtype=services&doc=Analysis\\_of\\_soil\\_structure\\_interaction\\_by\\_Menard\\_pressuremeter\\_tests\\_and\\_ground\\_improvement\\_case\\_histories.pdf&lang=en](http://www.cstc.be/homepage/download.cfm?dtype=services&doc=Analysis_of_soil_structure_interaction_by_Menard_pressuremeter_tests_and_ground_improvement_case_histories.pdf&lang=en)

ภาคผนวก  
ผลการทดลอง

ตาราง ผ.1 ผลการทดลอง Water Content + Atterberg's Limit ที่ความลึก 2.00 เมตร

BORING NO.	1	SAMPLE DEPTH			2.00 - 2.45 m.
SAMPLE NO.	1	DATE			26 / 01 /58
DATE OF SAMPLE	24 / 11 /57	LOCATION			
PLASTIC LIMIT					
NO.	1				
WET SOIL +CAN	21.96				
DRY SOIL + CAN	20.74				
WT. OF CAN	17.60				
WT. OF WATER	1.22				
WT. OF DRY SOIL	3.14				
% WATER CONTANT	38.85				
LIQUID LIMIT					
NO.	1	2	3	Average	
NO. OF BLOWS	46.00	26.00	7.00		
WET SOIL +CAN	38.46	33.82	34.60		
DRY SOIL + CAN	31.42	28.66	25.43		
WT. OF CAN	24.56	24.28	18.10		
WT. OF WATER	7.04	5.16	9.17		
WT. OF DRY SOIL	6.86	4.38	7.33		
% WATER CONTANT	102.62	117.81	125.10	115.18	

ตาราง ผ.2 ผลการทดลอง Water Content + Atterberg's Limit ที่ความลึก 3.00 เมตร

BORING NO.	1	SAMPLE DEPTH 3.00 - 3.45 m.		
SAMPLE NO.	2	DATE 26 / 01 /58		
DATE OF SAMPLE	24 / 11 /57	LOCATION		
PLASTIC LIMIT				
NO.	1			
WET SOIL +CAN	19.25			
DRY SOIL + CAN	18.69			
WT. OF CAN	17.52			
WT. OF WATER	0.56			
WT. OF DRY SOIL	1.17			
% WATER CONTANT	47.86			
LIQUID LIMIT				
NO.	1	2	3	Average
NO. OF BLOWS	49.00	24.00	17.00	
WET SOIL +CAN	21.53	25.36	20.54	
DRY SOIL + CAN	19.45	19.06	16.73	
WT. OF CAN	17.72	14.19	13.85	
WT. OF WATER	2.08	6.30	3.81	
WT. OF DRY SOIL	1.73	4.87	2.88	
% WATER CONTANT	120.23	129.36	132.29	127.30

ตาราง ผ.3 ผลการทดลอง Water Content + Atterberg's Limit ที่ความลึก 4.00 เมตร

BORING NO.	1	SAMPLE DEPTH 4.00 - 4.45 m.		
SAMPLE NO.	3	DATE 26 / 01 /58		
DATE OF SAMPLE	24 / 11 /57	LOCATION		
PLASTIC LIMIT				
NO.	1			
WET SOIL +CAN	15.86			
DRY SOIL + CAN	14.79			
WT. OF CAN	12.60			
WT. OF WATER	1.07			
WT. OF DRY SOIL	2.19			
% WATER CONTANT	48.86			
LIQUID LIMIT				
NO.	1	2	3	Average
NO. OF BLOWS	30.00	24.00	17.00	
WET SOIL +CAN	36.69	17.18	40.77	
DRY SOIL + CAN	30.05	13.02	36.98	
WT. OF CAN	24.55	9.71	34.19	
WT. OF WATER	6.64	4.16	3.79	
WT. OF DRY SOIL	5.50	3.31	2.79	
% WATER CONTANT	120.73	125.68	135.84	127.42

ตาราง ผ.4 ผลการทดลอง Water Content + Atterberg's Limit ที่ความลึก 6.00 เมตร

BORING NO.	1	SAMPLE DEPTH			6.00 - 6.45 m.
SAMPLE NO.	5	DATE			26 / 01 /58
DATE OF SAMPLE	24 / 11 /57	LOCATION			
PLASTIC LIMIT					
NO.	1				
WET SOIL +CAN	15.95				
DRY SOIL + CAN	15.08				
WT. OF CAN	13.21				
WT. OF WATER	0.87				
WT. OF DRY SOIL	1.87				
% WATER CONTANT	46.52				
LIQIUD LIMIT					
NO.	1	2	3	Average	
NO. OF BLOWS	49.00	19.00	5.00		
WET SOIL +CAN	48.33	17.04	25.34		
DRY SOIL + CAN	38.50	12.84	19.18		
WT. OF CAN	29.05	9.16	14.32		
WT. OF WATER	9.83	4.20	6.16		
WT. OF DRY SOIL	9.45	3.68	4.86		
% WATER CONTANT	104.02	114.13	126.75	114.97	

ตาราง ผ.5 ผลการทดลอง Water Content + Atterberg's Limit ที่ความลึก 7.00 เมตร

BORING NO.	1	SAMPLE DEPTH			7.00 - 7.45 m.
SAMPLE NO.	6	DATE			26 / 01 /58
DATE OF SAMPLE	24 / 11 /57	LOCATION			
PLASTIC LIMIT					
NO.	1				
WET SOIL +CAN	14.47				
DRY SOIL + CAN	12.61				
WT. OF CAN	9.44				
WT. OF WATER	1.86				
WT. OF DRY SOIL	3.17				
% WATER CONTANT	58.68				
LIQIUD LIMIT					
NO.	1	2	3	Average	
NO. OF BLOWS	43.00	27.00	11.00		
WET SOIL +CAN	20.55	63.75	26.93		
DRY SOIL + CAN	14.63	53.78	21.92		
WT. OF CAN	9.39	45.51	17.96		
WT. OF WATER	5.92	9.97	5.01		
WT. OF DRY SOIL	5.24	8.27	3.96		
% WATER CONTANT	112.98	120.56	126.52	120.02	

ตาราง ผ.6 ผลการทดลอง Water Content + Atterberg's Limit ที่ความลึก 8.00 เมตร

BORING NO.	1	SAMPLE DEPTH 8.00 - 8.45 m.		
SAMPLE NO.	7	DATE 26 / 01 /58		
DATE OF SAMPLE	24 / 11 /57	LOCATION		
PLASTIC LIMIT				
NO.	1			
WET SOIL +CAN	22.61			
DRY SOIL + CAN	21.08			
WT. OF CAN	17.90			
WT. OF WATER	1.53			
WT. OF DRY SOIL	3.18			
% WATER CONTANT	48.11			
LIQUID LIMIT				
NO.	1	2	3	Average
NO. OF BLOWS	41.00	37.00	18.00	
WET SOIL +CAN	28.67	35.82	45.58	
DRY SOIL + CAN	20.12	24.21	37.82	
WT. OF CAN	13.34	15.03	32.21	
WT. OF WATER	8.55	11.61	7.76	
WT. OF DRY SOIL	6.78	9.18	5.61	
% WATER CONTANT	126.11	126.47	138.32	130.30

ตาราง ผ.7 ผลการทดลอง Water Content + Atterberg's Limit ที่ความลึก 9.00 เมตร

BORING NO.	1	SAMPLE DEPTH 9.00 - 9.45 m.		
SAMPLE NO.	8	DATE 26 / 01 /58		
DATE OF SAMPLE	24 / 11 /57	LOCATION		
PLASTIC LIMIT				
NO.	1			
WET SOIL +CAN	12.80			
DRY SOIL + CAN	11.73			
WT. OF CAN	9.50			
WT. OF WATER	1.07			
WT. OF DRY SOIL	2.23			
% WATER CONTANT	47.98			
LIQUID LIMIT				
NO.	1	2	3	Average
NO. OF BLOWS	50.00	29.00	10.00	
WET SOIL +CAN	30.42	33.60	33.80	
DRY SOIL + CAN	23.66	26.43	24.06	
WT. OF CAN	17.66	20.54	16.76	
WT. OF WATER	6.76	7.17	9.74	
WT. OF DRY SOIL	6.00	5.89	7.30	
% WATER CONTANT	112.67	121.73	133.42	122.61

ตาราง ผ.8 ผลการทดลอง Water Content + Atterberg's Limit ที่ความลึก 10.00 เมตร

BORING NO. 1		SAMPLE DEPTH 10.00 - 10.45 m.		
SAMPLE NO. 9		DATE 26 / 01 / 58		
DATE OF SAMPLE 24 / 11 / 57		LOCATION		
PLASTIC LIMIT				
NO.	1			
WET SOIL + CAN	25.30			
DRY SOIL + CAN	22.96			
WT. OF CAN	17.77			
WT. OF WATER	2.34			
WT. OF DRY SOIL	5.19			
% WATER CONTANT	45.09			
LIQIUD LIMIT				
NO.	1	2	3	Average
NO. OF BLOWS	43.00	34.00	16.00	
WET SOIL + CAN	37.65	52.52	34.82	
DRY SOIL + CAN	26.63	40.67	24.89	
WT. OF CAN	15.34	28.95	16.15	
WT. OF WATER	11.02	11.85	9.93	
WT. OF DRY SOIL	11.29	11.72	8.74	
% WATER CONTANT	97.61	101.11	113.62	104.11

ตาราง ผ.9 ผลการทดลอง Consolidation ก่อนการปรับปรุงดินที่ความลึก 2.00 เมตร

BH	2		DATE OF SAMPLE				22/11/2015			
NO. SAMPLE	1		DEPT (m)				2.00			
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN					
SOIL SPECIFIC GAVITY					AFTER TEST					
INITAIL SAMPLE HT. cm.					2.709		WET SOIL + CAN g		56.91	
SAMPLE AREA cm <sup>2</sup>					2.00		DRY SOIL + CAN g		36.17	
DRY WT. OF SOIL g					19.073		WT.OF CAN g		10.58	
HT. OF SOLID cm.					31.46		WT. OF WATER g		20.74	
INITIAL VOID HT cm							WT. OF DRY SOIL g		25.59	
INITIAL SAMPLE VOL cm <sup>3</sup>					38.146		% WATER CONTENT		81.05	
INITIAL VOID RATIO					2.067					
FINAL VOID RATIO					0.525					
LOAD kg	PRESSURE ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub> mm.	H <sub>f</sub> mm.	H <sub>ave</sub> /2 mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)		
0.50	0.245	1.328	20.00	18.67	9.67	2.067	5.20	0.254125		
0.90	0.490	0.782	18.67	17.89	9.14	1.938	12.25	0.096394		
1.90	0.980	1.429	17.89	16.46	8.59	1.703	38.07	0.027380		
3.70	1.960	4.176	16.46	12.29	7.19	1.018	1.06	0.688026		
7.50	3.920	1.420	12.29	10.87	5.79	0.784	17.22	0.027487		
15.00	7.840	0.620	10.87	10.25	5.28	0.683	18.92	0.020803		
7.50	3.920	0.410	10.25	9.84	5.02	0.615	-	-		
3.70	1.960	0.330	9.84	9.51	4.84	0.561	-	-		
1.90	0.980	0.219	9.51	9.29	4.70	0.525	-	-		

ตาราง ผ.10 ผลการทดลอง Consolidation ก่อนการปรับปรุงดินที่ความลึก 4.00 เมตร

BH	2	DATE OF SAMPLE				22/11/2015			
NO. SAMPLE	3	DEPT (m)				4.00			
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN				
SOIL SPECIFIC GAVITY					AFTER TEST				
INITAIL SAMPLE HT. cm.					2.00				
SAMPLE AREA cm <sup>2</sup>					19.59				
DRY WT. OF SOIL g					39.14				
HT. OF SOLID cm.					WET SOIL + CAN g				
INITIAL VOID HT cm					40.28				
INITIAL SAMPLE VOL cm <sup>3</sup>					39.18				
INITIAL VOID RATIO					1.429				
FINAL VOID RATIO					0.287				
LOAD kg	PRESSURE ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub> mm.	H <sub>f</sub> mm.	H <sub>ave</sub> /2 mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)	
0.50	0.295	1.420	20	18.580	9.645	1.429	81.87	0.016059	
0.82	0.419	0.678	18.580	17.902	9.1205	1.340	103.55	0.011354	
1.64	0.838	1.390	17.902	16.512	8.6035	1.159	31.02	0.033725	
3.28	1.676	1.782	16.512	14.730	7.8105	0.926	27.02	0.031909	
6.57	3.352	1.392	14.730	13.338	7.017	0.744	51.59	0.013489	
13.13	6.704	1.810	13.338	11.528	6.2165	0.507	36.03	0.015159	
26.57	13.408	1.358	11.528	10.170	5.4245	0.330	28.97	0.014355	
13.13	6.704	0.099	10.170	10.071	5.06025	0.317	-	-	
6.57	3.352	0.227	10.071	9.844	4.97875	0.287	-	-	

ตาราง ผ.11 ผลการทดลอง Consolidation ก่อนการปรับปรุงดินที่ความลึก 6.00 เมตร

BH	2	DATE OF SAMPLE				22/11/2015			
NO. SAMPLE	5	DEPT (m)				6.00			
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN				
SOIL SPECIFIC GAVITY					AFTER TEST				
INITAIL SAMPLE HT. cm.					2.00				
SAMPLE AREA cm <sup>2</sup>					19.63				
DRY WT. OF SOIL g					40.63				
HT. OF SOLID cm.					WT.OF CAN g				
INITIAL VOID HT cm					WT. OF WATER g				
INITIAL SAMPLE VOL cm <sup>3</sup>					39.26				
INITIAL VOID RATIO					1.411				
FINAL VOID RATIO					0.214				
LOAD kg	PRESSURE ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub> mm.	H <sub>f</sub> mm.	H <sub>ave</sub> /2 mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)	
0.72	0.365	0.833	20	19.167	9.79175	1.411	23.85	0.056806	
1.43	0.731	1.359	19.167	17.808	9.24375	1.240	526.43	0.002294	
2.87	1.462	1.486	17.808	16.322	8.5325	1.053	48.58	0.021183	
5.74	2.924	2.127	16.322	14.195	7.62925	0.786	31.34	0.026251	
11.48	5.848	1.469	14.195	12.726	6.73025	0.601	58.03	0.011032	
22.96	11.696	1.456	12.726	11.27	5.999	0.418	37.83	0.013446	
45.92	23.392	1.373	11.27	9.897	5.29175	0.245	29.98	0.013200	
22.96	11.696	0.083	9.897	9.814	4.92775	0.235	-	-	
11.48	5.848	0.167	9.814	9.647	4.86525	0.214	-	-	

ตาราง ผ.12 ผลการทดลอง Consolidation ก่อนการปรับปรุงดินที่ความลึก 8.00 เมตร

BH	2	DATE OF SAMPLE				22/11/2015			
NO. SAMPLE	7	DEPT (m)				8.00			
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN				
SOIL SPECIFIC GAVITY					AFTER TEST				
INITAIL SAMPLE HT. cm.					WET SOIL + CAN g				
SAMPLE AREA cm <sup>2</sup>					DRY SOIL + CAN g				
DRY WT. OF SOIL g					WT.OF CAN g				
HT. OF SOLID cm.					WT. OF WATER g				
INITIAL VOID HT cm					WT. OF DRY SOIL g				
INITIAL SAMPLE VOL cm <sup>3</sup>					% WATER CONTENT				
INITIAL VOID RATIO									
FINAL VOID RATIO									
LOAD kg	PRESSURE ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub> mm.	H <sub>f</sub> mm.	H <sub>ave</sub> /2 mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)	
0.54	0.281	0.884	20	19.116	9.779	1.398	57.76	0.023399	
1.09	0.561	0.898	19.116	18.218	9.3335	1.286	47.47	0.025937	
2.18	1.122	1.287	18.218	16.931	8.78725	1.124	73.96	0.014755	
4.35	2.244	1.458	16.931	15.473	8.101	0.941	26.63	0.034830	
8.71	4.488	1.261	15.473	14.212	7.42125	0.783	39.44	0.019736	
17.42	8.976	1.419	14.212	12.793	6.75125	0.605	21.62	0.029796	
34.84	17.952	1.309	12.793	11.484	6.06925	0.441	12.25	0.042499	
17.42	8.976	0.092	11.484	11.392	5.719	0.429	-	-	
8.71	4.488	0.78	11.392	10.612	5.501	0.331	-	-	

ตาราง ผ.13 ผลการทดลอง Consolidation หลังการปรับปรุงดินแปลง HVDM ที่ความลึก 2.00 เมตร

BH	4	DATE OF SAMPLE				24/12/2015			
NO. SAMPLE	1	DEPT (m)				2.00			
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN				
SOIL SPECIFIC GAVITY					2.709				
INITAIL SAMPLE HT. cm.					2.00				
SAMPLE AREA cm <sup>2</sup>					19.59				
DRY WT. OF SOIL g					35.44				
HT. OF SOLID cm.									
INITIAL VOID HT cm									
INITIAL SAMPLE VOL cm <sup>3</sup>					39.18				
INITIAL VOID RATIO					1.987				
FINAL VOID RATIO					1.876				
LOAD kg	PRESSURE ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub> mm.	H <sub>f</sub> mm.	H <sub>ave</sub> /2 mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)	
1.27	0.652	0.050	20.00	19.95	9.9875	1.987	171.73	0.00821	
2.55	1.304	0.047	19.95	19.90	9.96325	1.979	15.65	0.08965	
5.1	2.608	0.085	19.90	19.82	9.93025	1.967	20.24	0.06886	
10.21	5.216	0.171	19.82	19.65	9.86625	1.941	44.86	0.03067	
5.1	2.608	0.145	19.65	19.50	9.78725	1.919	-	-	
2.55	1.304	0.287	19.50	19.22	9.67925	1.876	-	-	

ตาราง ผ.14 ผลการทดลอง Consolidation หลังการปรับปรุงดินแปลง HVDM ที่ความลึก 4.00 เมตร

BH	4	DATE OF SAMPLE				24/12/2015							
NO. SAMPLE	3	DEPT (m)				4.00							
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN								
SOIL SPECIFIC GAVITY					AFTER TEST								
INITAIL SAMPLE HT.	cm.	2.00				WET SOIL + CAN	g	50.59					
SAMPLE AREA	cm <sup>2</sup>	19.63				DRY SOIL + CAN	g	35.55					
DRY WT. OF SOIL	g	35.67				WT.OF CAN	g	13.38					
HT. OF SOLID	cm.					WT. OF WATER	g	15.04					
INITIAL VOID HT	cm					WT. OF DRY SOIL	g	22.17					
INITIAL SAMPLE VOL	cm <sup>3</sup>	39.26				% WATER CONTENT				67.84			
INITIAL VOID RATIO		1.858											
FINAL VOID RATIO		1.601											
LOAD	kg	PRESSURE	ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub>	mm.	H <sub>f</sub>	mm.	H <sub>ave</sub> /2	mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)
6.45		3.288		0.108	20.00		19.89		9.973		1.858	4.42	0.31803
12.91		6.576		1.086	19.89		18.81		9.6745		1.702	33.62	0.03935
25.82		13.152		0.088	18.81		18.72		9.381		1.689	27.02	0.04603
51.64		26.304		0.150	18.72		18.57		9.3215		1.668	7.78	0.15785
25.82		13.152		0.254	18.57		18.31		9.2205		1.631	-	-
12.91		6.576		0.208	18.31		18.11		9.105		1.601	-	-

ตาราง ผ.15 ผลการทดลอง Consolidation หลังการปรับปรุงดินแปลง HVDM ที่ความลึก 6.00 เมตร

BH	4	DATE OF SAMPLE				24/12/2015			
NO. SAMPLE	5	DEPT (m)				6.00			
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN				
SOIL SPECIFIC GAVITY					AFTER TEST				
INITAIL SAMPLE HT. cm.					WET SOIL + CAN g				
SAMPLE AREA cm <sup>2</sup>					DRY SOIL + CAN g				
DRY WT. OF SOIL g					WT.OF CAN g				
HT. OF SOLID cm.					WT. OF WATER g				
INITIAL VOID HT cm					WT. OF DRY SOIL g				
INITIAL SAMPLE VOL cm <sup>3</sup>					% WATER CONTENT				
INITIAL VOID RATIO									
FINAL VOID RATIO									
LOAD kg	PRESSURE ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub> mm.	H <sub>f</sub> mm.	H <sub>ave</sub> /2 mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)	
11.49	5.92	0.082	20.00	19.92	9.9795	1.713	16.00	0.087972	
22.98	11.84	1.193	19.92	18.73	9.66075	1.550	23.00	0.057351	
45.96	23.68	0.088	18.73	18.64	9.3405	1.538	82.09	0.015021	
91.91	47.36	0.159	18.64	18.48	9.27875	1.516	42.28	0.028780	
45.96	23.68	0.258	18.48	18.22	9.1745	1.481	-	-	
22.98	11.84	0.229	18.22	17.99	9.05275	1.450	-	-	

ตาราง ผ.16 ผลการทดลอง Consolidation หลังการปรับปรุงดินแปลง HVDM ที่ความลึก 8.00 เมตร

BH	4	DATE OF SAMPLE				24/12/2015			
NO. SAMPLE	7	DEPT (m)				8.00			
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN				
SOIL SPECIFIC GAVITY					AFTER TEST				
INITAIL SAMPLE HT. cm.					50.5				
SAMPLE AREA cm <sup>2</sup>					44.84				
DRY WT. OF SOIL g					17.73				
HT. OF SOLID cm.					5.66				
INITIAL VOID HT cm					27.11				
INITIAL SAMPLE VOL cm <sup>3</sup>					20.88				
INITIAL VOID RATIO									
FINAL VOID RATIO									
LOAD kg	PRESSURE ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub> mm.	H <sub>f</sub> mm.	H <sub>ave</sub> /2 mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)	
0.573	0.294	1.068	20.00	18.93	9.733	1.020	10.24	0.13075	
1.145	0.587	1.248	18.93	17.68	9.154	0.887	1.96	0.60424	
2.29	1.174	1.201	17.68	16.48	8.54175	0.759	40.96	0.02518	
4.58	2.348	1.385	16.48	15.10	7.89525	0.611	31.36	0.02809	
9.16	4.696	1.652	15.10	13.45	7.136	0.435	43.56	0.01652	
18.32	9.392	1.639	13.45	11.81	6.31325	0.260	20.25	0.02782	
9.16	4.696	0.003	11.81	11.80	5.90275	0.260	-	-	
4.58	2.348	0.003	11.80	11.80	5.90125	0.259	-	-	

ตาราง ผ.17 ผลการทดลอง Consolidation หลังการปรับปรุงดินแปลง Dynamic Compaction ที่ความลึก 2.00 เมตร

BH	6	DATE OF SAMPLE				22/12/2015								
NO. SAMPLE	1	DEPT (m)				2.00								
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN									
SOIL SPECIFIC GAVITY					2.709					AFTER TEST				
INITAIL SAMPLE HT.	cm.	2.00				WET SOIL + CAN	g	71.6						
SAMPLE AREA	cm <sup>2</sup>	19.408				DRY SOIL + CAN	g	57.32						
DRY WT. OF SOIL	g	34.98				WT.OF CAN	g	33.65						
HT. OF SOLID	cm.					WT. OF WATER	g	14.28						
INITIAL VOID HT	cm					WT. OF DRY SOIL	g	23.67						
INITIAL SAMPLE VOL	cm <sup>3</sup>	38.816				% WATER CONTENT					60.33			
INITIAL VOID RATIO		1.660												
FINAL VOID RATIO		0.710												
LOAD	kg	PRESSURE	ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub>	mm.	H <sub>f</sub>	mm.	H <sub>ave</sub> /2	mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)	
0.561		0.289		2.312	20.00		17.69		9.422		1.660	94.03	0.01334	
1.122		0.578		1.296	17.69		16.39		8.52		1.465	95.00	0.01080	
2.244		1.156		1.524	16.39		14.87		7.815		1.236	77.39	0.01115	
4.488		2.312		1.672	14.87		13.20		7.016		0.984	58.03	0.01199	
8.976		4.624		1.321	13.20		11.88		6.26775		0.786	51.13	0.01086	
17.952		9.248		0.100	11.88		11.78		5.9125		0.771	37.58	0.01315	
8.976		4.624		0.171	11.78		11.60		5.84475		0.745	-	-	
4.488		2.312		0.235	11.60		11.37		5.74325		0.710	-	-	

ตาราง ผ.18 ผลการทดลอง Consolidation หลังการปรับปรุงดินแปลง Dynamic Compaction ที่ความลึก 4.00 เมตร

BH	6	DATE OF SAMPLE				22/12/2015			
NO. SAMPLE	3	DEPT (m)				4.00			
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN				
SOIL SPECIFIC GAVITY					2.612				
INITAIL SAMPLE HT. cm.					2.00				
SAMPLE AREA cm <sup>2</sup>					19.63				
DRY WT. OF SOIL g					43.31				
HT. OF SOLID cm.									
INITIAL VOID HT cm									
INITIAL SAMPLE VOL cm <sup>3</sup>					39.26				
INITIAL VOID RATIO					1.315				
FINAL VOID RATIO					0.620				
LOAD kg	PRESSURE ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub> mm.	H <sub>f</sub> mm.	H <sub>ave</sub> /2 mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)	
0.512	0.261	0.441	20.00	19.56	9.88975	1.315	38.44	0.03596	
1.024	0.522	0.499	19.56	19.06	9.65475	1.256	176.89	0.00745	
2.048	1.043	0.819	19.06	18.24	9.32525	1.159	82.81	0.01484	
4.096	2.086	1.355	18.24	16.89	8.78175	0.998	47.61	0.02289	
8.192	4.173	1.479	16.89	15.41	8.07325	0.823	33.64	0.02738	
8.346	16.334	1.549	15.41	13.86	7.31625	0.640	38.44	0.01968	
8.192	4.173	0.05	13.86	13.81	6.9165	0.634	-	-	
4.096	2.086	0.12	13.81	13.69	6.874	0.620	-	-	

ตาราง ผ.19 ผลการทดลอง Consolidation หลังการปรับปรุงดินแปลง Dynamic Compaction ที่ความลึก 6.00 เมตร

BH	6	DATE OF SAMPLE				22/12/2015							
NO. SAMPLE	5	DEPT (m)				6.00							
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN								
SOIL SPECIFIC GAVITY					AFTER TEST								
INITAIL SAMPLE HT.	cm.	2.00				WET SOIL + CAN	g	50.31					
SAMPLE AREA	cm <sup>2</sup>	19.767				DRY SOIL + CAN	g						
DRY WT. OF SOIL	g	34.01				WT.OF CAN	g						
HT. OF SOLID	cm.					WT. OF WATER	g						
INITIAL VOID HT	cm					WT. OF DRY SOIL	g						
INITIAL SAMPLE VOL	cm <sup>3</sup>	39.534				% WATER CONTENT	65.98						
INITIAL VOID RATIO	1.869												
FINAL VOID RATIO	0.679												
LOAD	kg	PRESSURE	ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub>	mm.	H <sub>r</sub>	mm.	H <sub>ave</sub> /2	mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)
1.48		0.75		1.038	20.00		18.96		9.741		1.869	39.69	0.09499
2.96		1.50		1.438	18.96		17.52		9.122		1.651	249.64	0.01302
5.93		3.00		1.191	17.52		16.33		8.464		1.471	40.96	0.06074
11.86		6.00		1.169	16.33		15.16		7.874		1.294	81.00	0.02536
23.72		12.00		1.896	15.16		13.27		7.108		1.007	31.36	0.06111
47.44		24.00		1.213	13.27		12.06		6.331		0.824	77.44	0.02337
23.72		12.00		0.41	12.06		11.65		5.925		0.762	-	-
11.86		6.00		0.33	11.65		11.32		5.740		0.712	-	-
5.93		3.00		0.219	11.32		11.10		5.603		0.679	-	-

ตาราง ผ.20 ผลการทดลอง Consolidation หลังการปรับปรุงดินแปลง Dynamic Compaction ที่ความลึก 8.00 เมตร

BH	6	DATE OF SAMPLE				22/12/2015				
NO. SAMPLE	7	DEPT (m)				8.00				
SAMPLE DATA					WATER CONTAIN					
SOIL SPECIFIC GAVITY					AFTER TEST					
INITAIL SAMPLE HT. cm.					2.00		WET SOIL + CAN g		45.50	
SAMPLE AREA cm <sup>2</sup>					20.418		DRY SOIL + CAN g			
DRY WT. OF SOIL g					34.71		WT.OF CAN g			
HT. OF SOLID cm.							WT. OF WATER g			
INITIAL VOID HT cm							WT. OF DRY SOIL g			
INITIAL SAMPLE VOL cm <sup>3</sup>					40.836		% WATER CONTENT		68.22	
INITIAL VOID RATIO					1.891					
FINAL VOID RATIO					0.712					
LOAD kg	PRESSURE ksc	D.R. at END of Loading (mm.)	H <sub>i</sub> mm.	H <sub>f</sub> mm.	H <sub>ave</sub> /2 mm.	Void Ratio	T90 (min)	C <sub>v</sub> (cm <sup>2</sup> /sec)		
1.83	0.9	1.038	20.00	18.96	9.74	1.891	39.69	0.00142		
3.67	1.8	1.438	18.96	17.52	9.12	1.671	77.44	0.00073		
7.33	3.59	1.271	17.52	16.25	8.44	1.478	90.25	0.00063		
14.67	7.18	1.586	16.25	14.67	7.73	1.236	60.84	0.00093		
29.34	14.37	1.219	14.67	13.45	7.03	1.050				
58.67	28.74	1.056	13.45	12.39	6.46	0.889	46.24	0.00		
29.34	14.37	0.59	12.39	11.80	6.05	0.799	-	-		
14.67	7.18	0.31	11.80	11.49	5.82	0.752	-	-		
7.33	3.59	0.259	11.49	11.23	5.68	0.712	-	-		

ตาราง ผ.21 ผลการทดลอง Vane Shear ก่อนการปรับปรุงดิน

BH 2 ( PRE COMPACTION )			DATE O SAMPLE 22/11/2557		
SAMPLE NO.	DEPTH (m)	VANE READING (1.0 )	VANE READING (0.2)	SHEAR STRENGTH (ksc)	SHEAR STRENGTH (ksc)
1	2.00 - 2.45	0.000	0.460	0.000	0.092
2	3.00 - 3.45	0.300	0.270	0.300	0.054
3	4.00 - 4.45	0.040	0.170	0.040	0.034
4	5.00 - 5.45	0.150	0.480	0.150	0.096
5	6.00 - 6.45	0.100	0.720	0.100	0.144
6	7.00 - 7.45	0.369	0.900	0.369	0.180
7	8.00 - 8.45	0.150	0.630	0.150	0.126
8	9.00 - 9.45	0.140	0.760	0.140	0.152
9	10.00 - 10.45	0.160	0.000	0.160	0.000

ตาราง ผ.21 ผลการทดลอง Vane Shear หลังปรับปรุงดินที่แปลง Dynamic Compaction

BH 6 ( Dynamic Compaction )			DATE O SAMPLE 22/12/2557		
SAMPLE NO.	DEPTH (m)	VANE READING (1.0 )	VANE READING (0.2)	SHEAR STRENGTH (ksc)	SHEAR STRENGTH (ksc)
1	2.00 - 2.45	0.110	0.400	0.110	0.080
2	3.00 - 3.45	0.050	0.350	0.050	0.070
3	4.00 - 4.45	0.025	0.100	0.025	0.020
4	5.00 - 5.45	0.030	0.100	0.030	0.020
5	6.00 - 6.45	0.025	0.100	0.025	0.020
6	7.00 - 7.45	0.075	0.150	0.075	0.030
7	8.00 - 8.45	0.060	0.150	0.060	0.030
8	9.00 - 9.45	0.100	0.500	0.100	0.100
9	10.00 - 10.45	0.000	0.350	0.000	0.070

ตาราง ผ.22 ผลการทดลอง Vane Shear หลังปรับปรุงดินที่แปลง HVDM

BH 4 ( HVDM )			DATE O SAMPLE 24/12/2557		
SAMPLE NO.	DEPTH (m)	VANE READING (1.0 )	VANE READING (0.2)	SHEAR STRENGTH (ksc)	SHEAR STRENGTH (ksc)
1	2.00 - 2.45	0.260	0.000	0.260	0.000
2	3.00 - 3.45	0.050	0.350	0.050	0.070
3	4.00 - 4.45	0.050	0.150	0.050	0.030
4	5.00 - 5.45	0.025	0.050	0.025	0.010
5	6.00 - 6.45	0.025	0.520	0.025	0.104
6	7.00 - 7.45	0.150	0.560	0.150	0.112
7	8.00 - 8.45	0.175	0.350	0.175	0.070
8	9.00 - 9.45	0.200	0.000	0.200	0.000
9	10.00 - 10.45	0.075	0.540	0.075	0.108